



David Manuel Gonçalves Pereira

Licenciado em Engenharia Civil

**Métodos de Auscultação Não
Destrutivos Aplicados na Avaliação da
Capacidade de Carga de Infraestruturas
Ferroviárias**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Doutora Simona Fontul, Professora Auxiliar
Convidada

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Rui Micaelo
Arguente: Prof. Doutor José Varandas
Vogal: Prof. Doutora Simona fontul



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

março de 2014

Métodos de auscultação não destrutivos aplicados na avaliação da capacidade de carga de infraestruturas ferroviárias

“Copyright” David Manuel Gonçalves Pereira, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

*Dedico esta dissertação à memória do meu pai, por me ter inculcido,
desde tenra idade, o gosto pela Engenharia Civil.*

Agradecimentos

A presente dissertação de mestrado foi desenvolvida no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sob a orientação da Professora Simona Fontul, Investigadora Auxiliar do LNEC, a qual só foi possível realizar com o apoio de várias pessoas, pessoas essas a quem eu gostaria de deixar uma palavra de agradecimento.

Em primeiro lugar agradeço à direção do LNEC, na pessoa do Engenheiro Carlos Pina, por me ter possibilitado a realização de um estágio curricular no âmbito do desenvolvimento do presente trabalho. Agradeço igualmente à chefia do Departamento de Transportes (DT), e a todas as pessoas pertencentes a esta equipa, pela maneira como me acolheram e se disponibilizaram em tudo aquilo que precisei.

Falando agora um pouco mais no núcleo onde efetivamente realizei o meu estudo, nomeadamente o Núcleo de Infraestruturas Ferroviárias (NIF), queria deixar um obrigado ao chefe de núcleo, na pessoa do Engenheiro Eduardo Fortunato, por me ter dado a oportunidade de participar nalgumas atividades do mesmo.

No entanto nada disto teria sido possível sem o incentivo e o apoio da minha orientadora, a Professora Simona Fontul, que me sugeriu o tema da dissertação, bem como me propôs a realização de um estágio curricular. Agradeço a orientação e o acompanhamento deste trabalho, pelas suas palavras de incentivo, pela leitura crítica dos resultados, mas acima de tudo pela disponibilidade incondicional ao longo de todo este processo, acompanhado sempre de um sorriso contagiante que ajudava a superar os momentos menos bons. Estas palavras são curtas para demonstrar a minha gratidão, pelo que lhe deixo um simples mas sentido obrigado.

Agradeço a toda a equipa do NIF, por me terem sempre dado um olhar crítico e construtivo, de maneira a melhorar a minha análise aos resultados que ia obtendo, nomeadamente aos Bolseiros de Doutoramento Francesca De Chiara e André Paixão.

Uma palavra de agradecimento também, ao Técnico Superior Rui Coelho, por me ter ajudado na recolha de dados vindos do Defletómetro de Impacto, bem como noutras aplicações.

À REFER, EP pela oportunidade da realização dos ensaios analisados no caso de estudo.

As últimas palavras de agradecimento vão naturalmente para a minha família, por todo o apoio que me deram ao longo de todo este percurso académico, em especial à minha mãe, por me ter proporcionado sempre todas as condições necessárias para o meu sucesso, e ao meu irmão Joel, pela amizade e confiança que sempre me manifestou.

Resumo

Esta dissertação pretende contribuir para o aperfeiçoamento da aplicação de ensaios de carga não destrutivos na avaliação de infraestruturas ferroviárias. Assim, são estudadas as técnicas de ensaio não destrutivos e metodologias de análise, geralmente utilizadas na auscultação de pavimentos rodoviários, e a aplicabilidade das mesmas em infraestruturas ferroviárias.

Começou-se por uma descrição dos elementos constituintes da via-férrea, onde foram abordadas as funcionalidades destes elementos, fazendo-se um pequeno paralelismo entre vias balastradas e não balastradas, apesar do estudo se focar nas primeiras.

Seguidamente apresentam-se os vários tipos de ensaio não destrutivos aplicados em infraestruturas de transportes, dando-se um maior ênfase ao equipamento Defletómetro de Impacto, por ser este o que maior incidência teve no estudo elaborado, dada a sua eficiência comprovada na avaliação de infraestruturas rodoviárias.

Procedeu-se ao estudo de um trecho de infraestrutura ferroviária recentemente construída, através da avaliação da capacidade estrutural desta. Foram assim analisados os dados recolhidos no campo, nomeadamente através de ensaios realizados no topo da camada de sub-balastro, com o auxílio do equipamento Defletómetro de Impacto. Posteriormente, efetuou-se a retro análise desses ensaios, resultando na definição de modelos de comportamento estrutural, juntamente com a avaliação da vida útil, isto para efeitos da avaliação da capacidade de carga.

Foi desenvolvida também uma metodologia mais expedita, particularmente no que toca ao controlo de qualidade durante a construção de vias-férreas, por meio de ensaios não destrutivos. Procurou-se avaliar a eficiência dos ensaios e eventuais correlações com outros equipamentos, e ainda, elaborar recomendações relativas à utilização destes métodos não destrutivos, nomeadamente no que toca às suas limitações.

Finalmente são apresentadas as conclusões mais pertinentes do estudo preconizado neste trabalho, e sugeridos alguns desenvolvimentos futuros, com o intuito de melhorar a metodologia utilizada neste tipo de análise em infraestruturas ferroviárias.

Palavras-chave

Via-férrea, Ensaios de carga não destrutivos, Defletómetro de Impacto, Ensaio de Carga com Placa, Módulos de deformabilidade, Retro análise.

Abstract

This dissertation aims to contribute to improving the application of non-destructive load tests for the evaluation of railway infrastructures. Thus, several non-destructive testing methodologies, generally used for pavement studies, were analysed as well as their applicability to railway evaluation.

Initially, a brief description of the railway structure, its constituent elements and their functions is presented. A parallelism is made between ballasted and non-ballasted track.

Then, the various types of non-destructive equipment, applied for transport infrastructure evaluation, are described. A greater emphasis is given to the Falling Weight Deflectometer (FWD), as represents the main equipment analysed in this study. The interest in study the FWD application to railways evaluation results from its proven efficiency in pavement evaluating.

As case study, a stretch of newly built railway infrastructure was analysed for bearing capacity evaluation. Non-destructive load test were performed with FWD during constructions, at the top of sub-ballast layer, in five different months. Subsequently, structural behavior models were established through backcalculation and the bearing capacity of the infrastructure was evaluated, as well as its residual life.

A more expedite methodology for infrastructure stiffness evaluation was developed, based on direct interpretation of FWD deflections. This can represent an important evaluation tool, particularly for quality control purposes, during construction. This study also refers the possible correlation between different testing equipment, their efficiency and limitations of their applicability to railway structures.

Finally the most relevant findings of this study are presented, and also some future developments are referred, with the aim of improving the methodology used railway infrastructure analysis.

Keywords

Railway track, Non-destructive load tests, Falling Weight Deflectometer, Resilient modulus, Backcalculation.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento do Tema	1
1.2	Objetivos do Trabalho	2
1.3	Estrutura da Dissertação	2
2	A Estrutura e o Funcionamento da Via-Férrea	5
2.1	Considerações Gerais	5
2.2	Via-Férrea Balastrada	7
2.2.1	Carril.....	8
2.2.2	Travessas.....	9
2.2.3	Sistema de Fixação Carril-Travessa.....	10
2.2.4	Palmilha	11
2.2.5	Balastro	12
2.2.6	Sub-balastro.....	14
2.2.7	Fundação	15
2.3	Via-Férrea Não Balastrada	15
2.4	Avaliação da Qualidade Geométrica da Via	16
2.4.1	Nivelamento longitudinal	16
2.4.2	Nivelamento transversal	17
2.4.3	Alinhamento	17
2.4.4	Empeno.....	18
2.4.5	Bitola	18
2.5	Degradação da Via-férrea.....	19
2.6	Ações na Via-férrea	19
3	Métodos de Avaliação da Capacidade de Carga	23
3.1	Considerações Gerais	23
3.2	Tipos de Ensaios de Carga Não Destrutivos	24
3.2.1	Ensaio de Carga Estática com Placa	25
3.2.2	Equipamento Electro-Mecânico Ligeiro	26
3.2.3	Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo	27
3.2.4	Medição por Propagação de Ondas	28

3.2.5	Defletómetro de Impacto.....	29
3.2.6	Defletómetro de Impacto Portátil	31
3.2.7	Outros Métodos	32
3.3	Medição de espessura de camadas - Radar de Prospecção.....	32
4	Análise Estrutural	35
4.1	Considerações Gerais	35
4.2	Modelos de Resposta da Via-Férrea	36
4.2.1	Modelos Clássicos	37
4.2.2	Modelo Elástico Linear.....	39
4.2.3	Modelo Elástico Não Linear	41
4.2.4	Anisotropia	44
4.2.5	Método de Elementos Finitos	44
4.2.6	Método de Elemento Discreto.....	45
4.3	Critérios de Ruína	46
5	Avaliação da Capacidade de Carga com o Defletómetro de Impacto	49
5.1	Considerações Gerais	49
5.2	Funcionamento do Equipamento	49
5.3	Avaliação do Desempenho	54
5.4	Análise dos Resultados	56
6	Caso de Estudo	57
6.1	Descrição do Caso de Estudo	57
6.2	Ensaio realizados.....	57
6.2.1	Ensaio com o Defletómetro de Impacto.....	58
6.2.2	Ensaio complementares.....	59
6.3	Pré-tratamento de dados medidos <i>in situ</i>	59
6.3.1	Identificação de estruturas tipo adotadas ao longo da via	59
6.3.2	Normalização das deflexões medidas	60
6.3.3	Identificação das zonas de transição de obras de arte	60
6.3.4	Análise de estruturas tipo adotadas ao longo da via	61
6.3.5	Filtragem de deflexões medidas	62
6.4	Divisão em zonas de comportamento homogéneo	64

6.5	Retro Análise.....	67
6.5.1	Utilização do programa de cálculo.....	67
6.5.2	Interpretação dos resultados	71
6.5.3	Análise das outras estruturas tipo	75
6.6	Interpretação direta – Cálculo do módulo equivalente	77
6.6.1	Considerações gerais	77
6.6.2	Utilização da deflexão central.....	78
6.6.3	Utilização das deflexões laterais	83
6.7	Análise comparativa.....	84
6.7.1	Comparação com os ensaios de carga com placa (E_{v2})	84
6.7.2	Influência da força de ensaio aplicada	87
6.7.3	Comparação da variação ao longo do tempo.....	88
6.7.4	Influência do número de pancadas realizadas	89
6.8	Avaliação da vida útil	91
6.8.1	Ação do tráfego.....	91
6.8.2	Utilização do programa de cálculo.....	93
6.8.3	Análise dos resultados.....	95
7	Considerações Finais.....	99
7.1	Conclusões	99
7.2	Desenvolvimentos Futuros	100

Anexo I – Equipamentos de carga não destrutivos

Anexo II – Gráfico das deflexões normalizadas

Anexo III – Módulos de retro análise

Índice de Figuras

Figura 2.2 – Esquema estrutural da via ferroviária balastrada clássica: secção transversal, adaptado (Vale, 2010).....	7
Figura 2.3 – Perfil de carril tipo Vignole: Transversal (à esquerda) (Neves, 2010) e	8
Figura 2.4 – Tipo de travessas de betão (Vale, 2010).....	9
Figura 2.5 – Sistemas de fixação rígida (Fernandes J. , 2011).	10
Figura 2.6 – Sistemas de fixação elásticos (Fernandes J. , 2011).	11
Figura 2.7 – Palmilha elástica (Paixão, 2009).....	12
Figura 2.8 – Balastro aplicado numa via-férrea.	13
Figura 2.9 – Via não balastrada (à esquerda) (De Chiara, 2010) e (à direita) (Fernandes P. , 2009)..	16
Figura 2.10 – Nivelamento longitudinal [adaptado de (Vale, 2010)].	17
Figura 2.11 – Nivelamento transversal (Vale, 2010).....	17
Figura 2.12 – Alinhamento (Vale, 2010).....	18
Figura 2.13 – Empeno (Vale, 2010).	18
Figura 2.14 – Bitola (Vale, 2010).....	19
Figura 2.15 – Tensões devido às forças verticais nos elementos da via (Fortunato, 2005).....	21
Figura 2.16 – Movimentos de Lacete (à esquerda) (Fontul, 2010) e Bogie (à direita) (Truck, 2011)....	22
Figura 3.1 – Ensaio de Carga com Placa: Ensaio (à esquerda) e equipamento (à direita) (Betoteste, 2009).	26
Figura 3.2 – Electro-Mecânico portátil: aspeto geral (à esquerda) e aspeto do anel de carga (à direita) (Fortunato, 2005).	26
Figura 3.3 – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo: aspeto geral (à esquerda) e o modo de funcionamento (à direita) (Fortunato, 2005).	27
Figura 3.4 – Defletómetro de Impacto do LNEC.	30
Figura 3.5 – Defletómetro de Impacto Portátil e os seus elementos.	31
Figura 3.6 – Princípio de funcionamento (à esquerda) e aspeto do equipamento RP do	33
Figura 3.7 – Sistema de aquisição de dados e antenas montadas na EM 120 (Fontul, 2010).	34
Figura 4.1 – Modelo de resposta de uma estrutura de pavimento flexível.	36
Figura 4.2 – Modelo de Winkler (Teixeira, 2003).	37
Figura 4.3 – Modelo de via sobre meio elástico (Fernandes J. , 2011).	37
Figura 4.4 – Modelo de carril apoiado discretamente (Fernandes J. , 2011).	38
Figura 4.5 – Rigidez vertical da via (Teixeira, 2003).	39
Figura 4.6 – Modelo de Boussinesq para uma carga pontual (Fontul, 2004).	39
Figura 4.7 – Método de Odemark.	41
Figura 4.8 – Exemplo de modelação por MED (Tutumluer, 2007).	45
Figura 5.1 – Geofones num Defletómetro de Impacto.	50
Figura 5.2 – Ensaio de carga com Defletómetro de Impacto (Domingos, 2007).	51
Figura 5.4 – Influência das diferentes camadas na bacia de deflexão (Domingos, 2007).	54
Figura 6.2 – Estruturas tipo adotadas na via-férrea.....	60

Figura 6.4 – Deflexões normalizadas após pré-tratamento e filtragem, referentes ao mês de novembro.	63
Figura 6.5 – Zonamento ao longo do trecho por tipo de estrutura.	64
Figura 6.6 – Zonamento pelo método das diferenças acumuladas ao longo do trecho.	65
Figura 6.7 – Deflexões normalizadas, após pré-tratamento, referentes ao mês de novembro.	65
Figura 6.8 – Dados de entrada no programa BISAR 3.0 das características da carga aplicada sobre a superfície.	68
Figura 6.9 – Dados de entrada no programa BISAR 3.0 com as características das camadas.	68
Figura 6.10 – Dados de entrada no programa BISAR 3.0 dos pontos onde se pretende determinar a deflexão.	69
Figura 6.11 – Valores das deflexões calculadas pelo programa BISAR 3.0.	70
Figura 6.12 – Deflexões medidas pelo FWD e calculadas pelo BISAR 3.0, num ponto de ensaio da A2Z2.	71
Figura 6.13 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de novembro.	72
Figura 6.14 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z1, ao longo dos cinco meses estudados.	73
Figura 6.15 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z2, ao longo dos cinco meses estudados.	73
Figura 6.16 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z1, ao longo dos cinco meses estudados.	74
Figura 6.17 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z2, ao longo dos cinco meses estudados.	74
Figura 6.18 – Dados de precipitação na estação de monitorização da Moinhola.	75
Figura 6.19 – Dados dos teores de água para novembro e dezembro.	75
Figura 6.20 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de novembro.	76
Figura 6.22 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de janeiro.	76
Figura 6.23 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de março.	77
Figura 6.24 – Metodologia alternativa para a avaliação da infraestrutura.	78
Figura 6.25 – Módulos obtidos por retro análise para uma carga de 25 kN.	80
Figura 6.27 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z2, ao longo dos cinco meses estudados.	81
Figura 6.28 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z1, ao longo dos cinco meses estudados.	82
Figura 6.29 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z2, ao longo dos cinco meses estudados.	82
Figura 6.30 – Módulos equivalentes de novembro e dezembro.	83
Figura 6.31 – Módulos equivalentes de janeiro e março.	83
Figura 6.32 – Resultados obtidos nos Ensaios de Carga com Placa.	85
Figura 6.33 – Análise dos módulos equivalentes.	85
Figura 6.34 – Ensaio de Portancemètre em novembro.	86

Figura 6.35 – Ensaio de Portancemètre em dezembro.	87
Figura 6.36 – Influência da força de ensaio na variação dos módulos equivalentes.	88
Figura 6.37 – Variação dos módulos de deformabilidade ao longo do tempo.	89
Figura 6.38 – Influência do número de pancadas de ensaio no cálculo do Eeq.	90
Figura 6.39 – Influência do número de pancadas de ensaio no cálculo do E35.	90
Figura 6.40 – Distribuição de uma força pontual ao longo da via (Loprencipe, 2008).	92
Figura 6.41 – Esquema representativo de distribuição das forças.	93
Figura 6.42 – Colocação das cargas no programa BISAR 3.0 para obtenção das extensões.	94
Figura 6.43 – Colocação das coordenadas no programa BISAR 3.0 para obtenção das extensões.	94
Figura 6.44 – Obtenção das extensões no programa BISAR 3.0.	95
Figura A1.1 – Esquema de funcionamento da viga de Benkelman (Alves T. , 2007).	106
Figura A1.2 – Defletógrafo de pavimentos do LNEC (Fontul, 2004).	106
Figura A1.3 – Esquema ilustrativo do funcionamento do defletógrafo do LNEC (Fontul, 2004).	107
Figura A1.4 – Defletógrafo Lacroix (à esquerda) e viga em posição de ensaio (à direita) (Rodovias, 2011).	108
Figura A1.5 – Curviâmetro (à esquerda) e corrente do Curviâmetro (à direita) (Alves T. , 2007).	108
Figura A1.6 – Esquema de funcionamento do sistema de medição do curviâmetro (Alves T. , 2007).	109
Figura A1.7 – Dynaflect (Govind, 2010).	110
Figura A1.8 – Equipamento RWD. Viga rígida com dispositivos de medição por laser (à esquerda) e dispositivo de medição da deflexão (Govind, 2010).	111
Figura A1.9 – RDT (à esquerda) e HSD (à direita) (Alves T. , 2007).	112
Figura A1.10 – Defletómetro de impacto: KUAB 150 LNEC (Fontul, 2004).	113
Figura A1.11 – Placa de carga: KUAB 150 LNEC (à esquerda) (Domingos, 2007) e FWD HWD PRI 2100 TRAILER do LNEC (à direita).	113

Índice de Tabelas

Tabela 4.1 – Principais critérios para leis de fadiga (Fontul, 2004).	47
Tabela 4.2 – Principais critérios para leis de deformação permanente (Fontul, 2004).	48
Tabela 5.1 – Especificações técnicas do FWD HWD PRI 2100 TRAILER [adaptado de (Alves T. , 2007)].	53
Tabela 6.1 – Alguns dos requisitos mínimos de Projeto relativos às camadas estruturais da plataforma (UIC719R, 2008).	57
Tabela 6.2 – Deflexões de dezembro onde se encontram assinaladas zonam sombra.	61
Tabela 6.3 – Modelos e secções utilizadas no artigo científico (De Chiara et al., 2012).	62
Tabela 6.4 – Extensão das estruturas.....	66
Tabela 6.5 – Médias e desvios padrão para todos os meses e estruturas.....	66
Tabela 6.7 – Módulos de deformabilidade obtidos, através da retro análise em cada zona, para o mês de novembro.	72
Tabela 6.8 – Pontos representativos para a zona A1Z1.....	72
Tabela 6.9 – Módulos obtidos para o mês de novembro.	79
Tabela 6.10 – Módulos de deformabilidade calculados para várias forças de ensaio.	88
Tabela 6.11 – Variação dos módulos equivalentes e retro analisados ao longo do tempo.....	89
Tabela 6.12 – Dados relativos ao tráfego ferroviário diário.	91
Tabela 6.13 – Extensões para todos os meses com uma força de 52,5 kN.....	95
Tabela 6.14 – Tempo de vida útil da infraestrutura para uma força de 52,5 kN.....	96
Tabela 6.15 – Comparação da vida útil da infraestrutura com 0,30 m e 0,15 m de camada de sub-balastro.	96
Tabela 6.16 – Extensões para todos os meses com uma força de 52,5 kN e 26,25 kN.	97
Tabela 6.17 – Tempo de vida útil da infraestrutura para uma força de 52,5 kN e 26,25 kN.	97

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

AASHTO - *American Association of State Highway and Transport Officials*

ABGE – Agregado britado de granulometria extensa

BISAR – *Bitumen Stress Analysis in Road*

CETE – *Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement*

COST – *European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research*

CPT – *Cone Penetration Test*

DIP – Defletómetro de Impacto Ligeiro

ECP – Ensaio de Carga com Placa

E.U.A. – Estados Unidos da América

FHWA – *Federal Highway Administration*

FWD – *Falling Weight Deflectometer*

GPR – *Ground Penetrating Radar*

LCPC – *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LTPP – *Long-Term Pavement Performance*

LVDT – *Linear Variable Differential Transformers*

MCSC – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

RMS – Valor quadrático médio (*root mean square*)

SASW – *Spectrum Analysis of Surface Waves*

SHRP – *Strategic Highway Research Program*

SPA – *Seismic Pavement Analyser*

SPT – *Standard Penetration Testing*

SSG – *Soil Stiffness Gauge*

UIC – *Union Internationale des Chemins de Fer*

U.S.A – *United States of America*

Siglas

AB – Ponto de amolecimento anel e bola

B' – Susceptibilidade de penetração do betume ao tempo de carga

D - Rigidez de flexão

\bar{D} – Valor médio de deflexão da zona

D_n – Deflexão normalizada

D_m – Deflexão medida

d - Espaçamento

d_{ci} – Deflexão calculada no sismómetro i

d_{mi} – Deflexão medida no sismómetro i

E - Módulo de deformabilidade

F_p – Força padrão

F_m – Força medida

G - Módulo de distorção

h - Espessura equivalente

K - Compressibilidade volumétrica

K_{eq} - Rigidez vertical da via

K_p – Rigidez da palmilha

K_b – Rigidez do balastro

K_{sb} – Rigidez do sub-balastro

K_f – Rigidez da fundação

M_r - Módulo de resiliência

n – Número total de sismómetros utilizados

N_f – Número admissível de passagens de eixo padrão

N_z – Número admissível de passagens de eixo padrão (deformação permanente)

P_a - Pressão atmosférica

Q – Carga aplicada

T – Temperatura de referência

V_a – Percentagem volumétrico de agregados

V_b – Percentagem volumétrico de betume

V_v – Volume de vazios

$y_{máx}$ – Deslocamento máximo

ν - Coeficiente de *Poisson*

σ – Desvio padrão

σ_d – Tensão deviatórica

σ_D – Valor do desvio padrão

ε_f – Extensão máxima horizontal de tração na base das camadas betuminosas

ε_p - Extensão permanente

ε_q – Extensão de distorção

ε_v – Extensão volumétrica

ε_z – Extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação

ε_1 - Extensão elástica imediata

ε_2 - Extensão elástica retardada

1 Introdução

1.1 Enquadramento do Tema

O aparecimento dos caminhos de ferro remonta à época da revolução industrial, altura em que este meio de transporte foi um dos grandes impulsionadores da economia de muitos países a nível europeu. Pode dizer-se que o comboio foi o primeiro meio de transporte de massas, e teve até ao início do século XX a hegemonia dos transportes terrestres. A partir de então, foi progressivamente perdendo preponderância, o que fez com que a sua extinção tivesse sido ponderada (Santos, 2011).

Durante o período das duas grandes guerras foram os caminhos de ferro o motor dinamizador de movimentações de homens e máquinas em cenário de guerra, levando a que alguns Estados tivessem diferentes tipos de bitola para que as suas fronteiras não fossem tomadas de assalto pelas movimentações de guerra. A bitola ibérica é disso exemplo, pois serviu de impedimento à entrada das tropas napoleónicas na Península Ibérica por este meio.

Os caminhos de ferro atravessaram um longo período de crise, em grande medida devido ao desenvolvimento, ao longo do século XX, do setor rodoviário e aeroportuário, tendo-se mesmo sido visto, a certa altura, como um meio de transporte obsoleto e associado a uma performance de reduzida eficiência.

Um grande impulso para a revitalização deste meio de transporte foi dado, nas últimas décadas do século XX, pela implementação da alta velocidade ferroviária, concorrente do transporte aéreo em tempos de viagem até duas horas (Fortunato, 2005).

Hoje em dia, os caminhos de ferro acarretam um papel muito importante na vida da população. Vejamos o caso das empresas, onde o meio de transporte de eleição para equipamentos e mercadorias é o transporte ferroviário, devido em grande medida ao binómio entre a qualidade e o preço. No caso do cidadão comum, o comboio continua a ser parte integrante da solução da vida quotidiana das pessoas, pois com a escalada do preço dos combustíveis, torna-se economicamente mais viável a utilização deste meio de transporte.

No que concerne à infraestrutura propriamente dita, consoante o tipo de utilização que esta irá sofrer, maior ou menor será a exigência estrutural da via-férrea, senão vejamos: no caso de se tratar do transporte de mercadorias, as cargas impostas na infraestrutura serão elevadas, ao passo que se estivermos a falar do transporte de passageiros, os níveis de segurança e conforto terão obviamente uma maior preponderância. No entanto, e face à simultânea utilização da mesma infraestrutura para diferentes tipos de solicitações, tanto para o transporte de mercadorias como de passageiros, pode-se dizer que a conceção e execução ferroviária, nos dias que correm, é um enorme desafio de engenharia.

Assim, e por forma a manter uma infraestrutura com um elevado desempenho, torna-se necessário desenvolver processos de garantia da qualidade, nomeadamente no que toca à conceção, construção e operação da via. Para tal, e no que à subestrutura diz respeito, existe um variadíssimo leque de ensaios, que usualmente são utilizados para medir diversos parâmetros de caracterização dos materiais e das camadas que a compõem.

Os ensaios estudados neste trabalho são os não destrutivos, que como se depreende do seu nome, não provocam dano na infraestrutura. Importa realçar que os ensaios não destrutivos, estão a ser aplicados em estruturas rodoviárias e aeroportuárias, sendo hoje um método bastante utilizado neste tipo de estruturas, ao passo que nas infraestruturas ferroviárias estão a ser dados os primeiros passos para a sua implementação, quer na fase de projeto e construção, quer em serviço, como ferramenta de monitorização da infraestrutura com vista à conservação, reabilitação e renovação da mesma.

1.2 Objetivos do Trabalho

O objetivo do presente trabalho assenta na tentativa de contribuir para o aperfeiçoamento das técnicas de ensaio não destrutivas e metodologias de análise para a caracterização estrutural de infraestruturas ferroviárias.

O principal objetivo desta dissertação é o de estudar a aplicabilidade do Defletómetro de Impacto na avaliação de infraestruturas ferroviárias, as particularidades da sua aplicação e os fatores que influenciam os resultados. Assim, pretende-se contribuir para melhorar a metodologia de ensaio e de interpretação quando aplicada a infraestruturas ferroviárias.

Ao mesmo tempo, a quando da realização deste estudo, surgiu o desenvolvimento de uma análise expedita de deflexões medidas em campo, que poderá apoiar o processo de avaliação da qualidade durante a construção, com critérios baseados no desempenho das camadas constituintes.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em 7 capítulos, incluindo este primeiro capítulo, onde são feitas algumas considerações gerais relativas ao tema.

No segundo capítulo, é elaborada uma descrição detalhada da estrutura e do funcionamento da via-férrea, sendo feita a distinção entre a via balastrada e a via não balastrada, dando-se maior importância à primeira, por se tratar da solução utilizada neste estudo.

Relativamente ao terceiro capítulo, este refere-se sobretudo às infraestruturas rodoviárias, através da análise dos vários tipos de equipamentos utilizados para a avaliação da capacidade de carga. Assim, é feita uma adaptação destes equipamentos para infraestruturas ferroviárias, pelo facto da envolvente ferroviária ser algo distinta da envolvente rodoviária.

No quarto capítulo são expostos os modelos tradicionais utilizados para a análise estrutural e os critérios de dimensionamento de infraestruturas ferroviárias.

Passando ao quinto capítulo, neste é elaborada uma descrição mais exaustiva das particularidades relativas à interpretação dos ensaios de carga com o Defletómetro de Impacto

No sexto capítulo é apresentado o caso de estudo, o qual consiste na avaliação da capacidade de carga do troço de infraestrutura ferroviária estudado, através da realização de cálculos de retro análise e da definição de modelos estruturais, tendo como base os ensaios de carga realizados com o Defletómetro de Impacto.

O sétimo capítulo expõe as principais conclusões obtidas neste trabalho, sendo também referidas algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

De referir que na parte final desta dissertação são incluídos três anexos, todos estes associados ao caso de estudo.

2 A Estrutura e o Funcionamento da Via-Férrea

2.1 Considerações Gerais

A via de caminho-de-ferro tem como pressupostos a circulação ferroviária do material circulante de uma forma segura, económica e confortável.

Parte do estudo relacionado com esta temática foi elaborado de forma exaustiva em teses referenciadas neste trabalho, nomeadamente a de (Fortunato, 2005) e (Vale, 2010).

No que diz respeito à estrutura das vias ferroviárias, torna-se necessário começar por distinguir a superestrutura da subestrutura. Os elementos que constituem a primeira (Figura 2.1) são os carris, as travessas, as palmilhas, o sistema de fixação carril-travessa e o balastro, no caso da via balastrada, e a laje, em substituição do balastro, nos sistemas de via não balastrada. São constituintes da subestrutura o sub-balastro, o coroamento e a fundação, na via balastrada, e na via não balastrada, a camada de suporte da laje, geralmente constituída por betão pobre, e a fundação (Vale, 2010).



Figura 2.1 – Ilustração da superestrutura de uma via-férrea (Paixão, 2009).

A capacidade de antever o comportamento da via, para um dado conjunto de variáveis é vital, para estabelecer orientações racionais para o projeto, construção e conservação. Nesse sentido, é

fundamental quantificar a importância de cada um dos componentes da via. Há forçosamente duas formas de abordar o problema da previsão do comportamento da via: uma assenta na análise estrutural do conjunto via/fundação, e a outra baseia-se apenas, na evolução das características físicas dos componentes.

O desempenho das vias ferroviárias provém de uma complexa interação dos diversos elementos e camadas do sistema, em resposta às solicitações impostas pelo material circulante nas mais variadas condições ambientais. Para que o funcionamento seja apropriado, cada componente do sistema estrutural deve cumprir meticulosamente a sua função, para que o conjunto seja estável, flexível, evite deformações permanentes significativas ao nível do carril e o desgaste dos componentes. As características resilientes da via permitem que esta absorva parte da energia que lhe é transmitida, principalmente por compressão da camada de balastro, no caso da via balastrada.

Passados pouco mais de duzentos anos, a via que até então era dita como uma estrutura simples, evoluiu consideravelmente. No entanto, essa evolução teve um significativo avanço nas últimas quatro décadas em métodos de construção e conservação da via, paralelamente com a descoberta das questões fulcrais do seu comportamento, associadas ao aumento progressivo da carga transportada e da velocidade de transporte.

Este progresso deveu-se em grande medida aos melhoramentos introduzidos ao nível do carril, seguido das travessas, e culminando na subestrutura. Ainda assim, é importante frisar a morosidade na implementação destes processos de melhoramento, devido ao facto de a vida média da superestrutura ser da ordem dos trinta anos. No entanto, só após terem sido cometidos alguns erros e atrasos na colocação em prática de soluções conhecidas, hoje como tecnicamente adequadas, foi possível detetar, por exemplo, que o carril é o elemento principal do sistema, sobretudo nas vias em que as cargas são significativas e as velocidades são elevadas, tendo-se optado por começar a usar carris mais pesados, do tipo *UIC60* (Fortunato, 2005).

Decorridos alguns anos, os técnicos ligados aos caminhos de ferro perceberam que os aspetos relacionados com a subestrutura assumiam, em termos de custos de conservação e reabilitação, um papel fundamental na exploração das vias-férreas.

As maiores exigências atuais, quer ao nível do desempenho estrutural, quer ao nível da otimização da utilização dos recursos financeiros e da rapidez de execução, têm conduzido à necessidade de equacionar de uma forma mais científica, os problemas relacionados com o comportamento da subestrutura da via-férrea (Esveld, 2001) e (Fortunato, 2005).

Neste capítulo são descritos os elementos que compõe a via-férrea, dando-se mais ênfase à via balastrada, às suas características e ao modo como funciona, sendo esta a solução tradicional mais utilizada na Europa e também em Portugal. Paralelamente é feita referência à via não balastrada, relatando-se algumas vantagens e desvantagens desta solução estrutural comparativamente à via tradicional balastrada.

2.2 Via-Férrea Balastrada

A via balastrada é uma solução estrutural que, pelas suas características, tem um bom comportamento dinâmico relativamente à ação do material circulante.

Esta solicitação consiste nos esforços provocados pelas massas suspensas e não suspensas do veículo. As primeiras resultam do peso dos veículos que estão apoiados no respetivo eixo por uma suspensão primária, a qual, entre outras funções, deve contribuir para isolar essas elevadas massas e promover a dissipação de energia. As massas não suspensas são constituídas pelas rodas, o eixo e todas as peças ou equipamentos a ele rigidamente ligados, sendo as que mais impacto têm na degradação da via, dependendo das características mecânicas dessa (Esveld, 2001) e (Fortunato, 2005).

Estudos realizados nos anos setenta, no âmbito da introdução da alta velocidade na Europa, reforçaram a hipótese de continuar a utilizar a via balastrada, dadas as suas características de amortecimento e facilidade de manutenção. (Fortunato, 2005).

Na Figura 2.2, apresenta-se em corte transversal o esquema estrutural deste tipo de via, indicando-se os elementos que a constituem, nomeadamente a superestrutura e subestrutura.

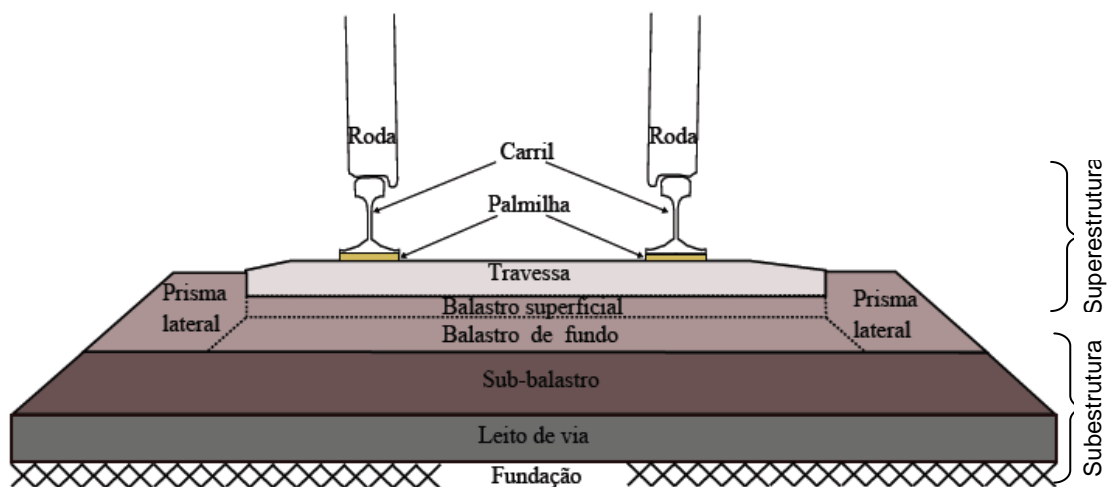


Figura 2.2 – Esquema estrutural da via ferroviária balastrada clássica: secção transversal, adaptado (Vale, 2010).

Como anteriormente foi dito, a superestrutura é constituída pela grelha da via (carris, elementos de ligação e de apoio e travessas) e pelo balastro. A subestrutura é constituída pelo sub-balastro, e pela fundação (também por vezes designada de plataforma). Poderá ainda ser colocada uma camada intermédia, entre a fundação e o sub-balastro, chamada camada de coroamento, de forma a aumentar a capacidade de carga da fundação, quando fraca. Os elementos da superestrutura são elementos de desgaste relativamente elevado com a passagem do material circulante. O sub-balastro e a fundação têm, normalmente, uma duração mais elevada, que pode ser da ordem de 50 a 100 anos, desde que sejam convenientemente realizados os trabalhos de conservação e reabilitação da superestrutura, da subestrutura e da drenagem (Fortunato, 2005).

2.2.1 Carril

O carril é o elemento da superestrutura que apresenta maior importância, pois está em contacto direto com a superfície de rolamento do material circulante aquando da sua passagem. Assim, é o primeiro a receber as cargas transmitidas à via, sendo deste modo o grande responsável pela transferência da mesma para as restantes componentes.

Para além de conduzir o veículo, tem como principais funções suportar e transferir as cargas concentradas das rodas do comboio para as travessas, sem causar flexão excessiva; impor a direção às rodas do veículo e distribuir as forças resultantes do arranque e de frenagem por aderência (Vale, 2010). No entanto, a sua fabricação deve ser cuidadosamente estudada do ponto de vista da segurança, de forma a realizar estas funcionalidades.

Os perfis de carril mais utilizados são os *Vignole* (Figura 2.3), designado pelo nome do autor, sendo normalmente aplicados em vias-férreas regionais, normais e de alta velocidade (Alves J. , 2010).

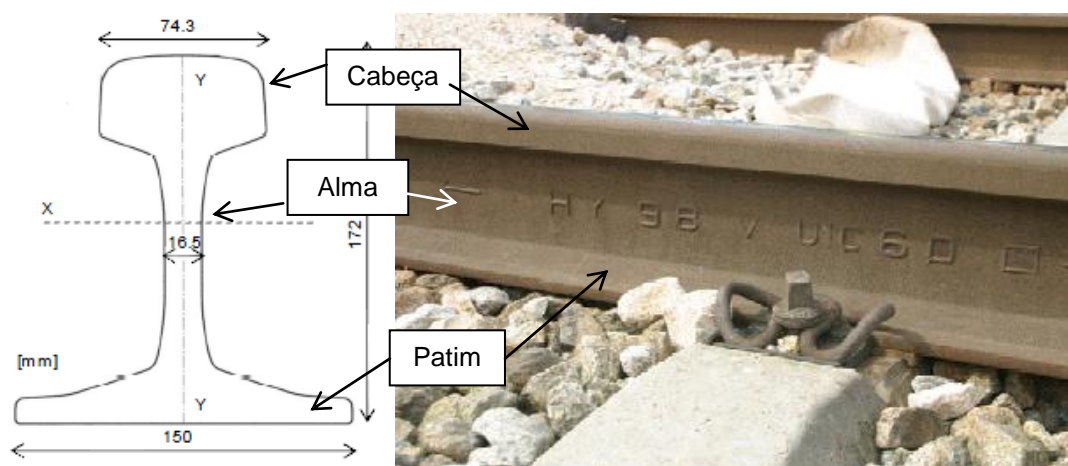


Figura 2.3 – Perfil de carril tipo *Vignole*: Transversal (à esquerda) (Neves, 2010) e Longitudinal (à direita) (Fontul, 2010).

Em conformidade com o que se pode vislumbrar na figura acima apresentada, o carril é constituído por três partes distintas, nomeadamente a cabeça, a alma e o patim. A cabeça corresponde à parte superior da carril, onde as rodas dos comboios se apoiam e através da qual são conduzidas. Deve ser suficientemente resistente para que o desgaste provocado pela passagem do material circulante, não afete o momento de inércia da secção (Correia, 2010).

A alma, parte intermédia do carril, tem como principais funções garantir uma altura suficiente para resistir à flexão, e uma espessura mínima, de forma que a resistência e a rigidez transversal apresentem valores fidedignos.

Finalmente, o patim, assim designado para a parte inferior do carril, assente nas travessas, tendo como função base assegurar a verticalidade da alma, perpendicular a estes elementos. Caso a sua espessura não seja a mais adequada, pode provocar deformações permanentes na via.

2.2.2 Travessas

As travessas localizam-se ao longo da parte inferior do carril, designadamente entre o carril e o balastro, sendo que o seu espaçamento ao longo da via varia de acordo com as características da mesma, entre 0,5 m e 0,7 m (Correia, 2010). A necessidade de promover uma melhor distribuição das cargas conduziu ao aparecimento das travessas (em 1830) e à inclusão do balastro (em 1869) como elemento estrutural (Fortunato, 2005).

Para além disto, constituem em certa medida uma base de suporte e de fixação do carril, mantendo a distância entre estes elementos constante, sendo esta designada por bitola.

Como já referido, as travessas são elementos colocados entre os carris e o balastro, e têm como funções, distribuir a solicitação estática e dinâmica do carril para o balastro com níveis de tensão adequados; suportar o sistema de fixação dos carris; impedir movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris; preservar a bitola e a inclinação do carril dentro dos limites definidos e ainda garantir isolamento elétrico entre os dois carris da via (Vale, 2010).

Assim, as travessas têm que dispor de uma adequada resistência mecânica, quer na direção vertical quer na horizontal. Em geral, as travessas são de madeira ou de betão armado pré-esforçado. Atualmente a maioria das travessas são de betão, podendo ser do tipo bibloco (de betão armado), do tipo monobloco (de betão pré-esforçado) e travessas-pórtico (Vale, 2010), como se observa na Figura 2.4.

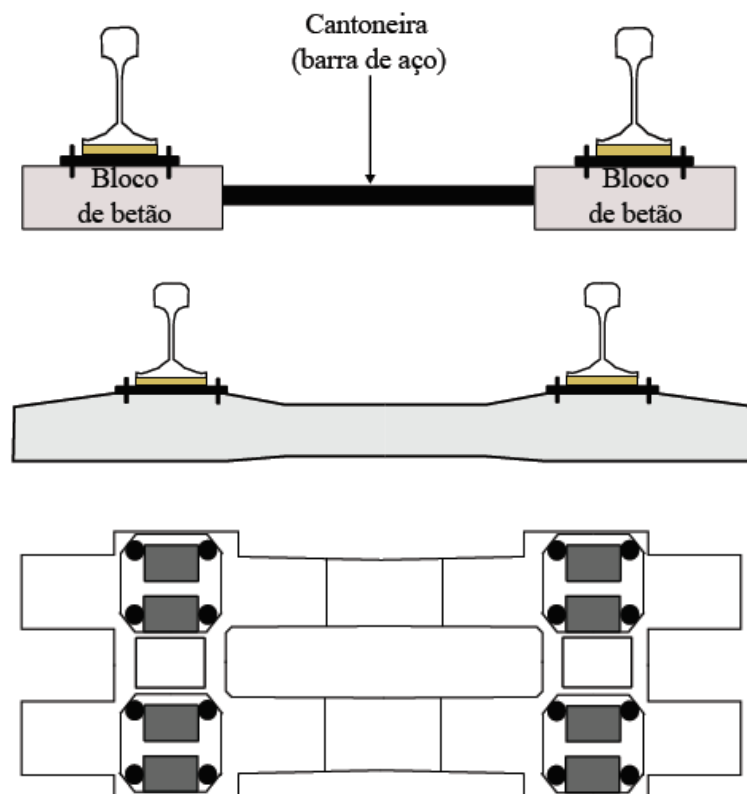


Figura 2.4 – Tipo de travessas de betão (Vale, 2010).

A principal vantagem da travessa bibloco em relação à do tipo monobloco é o facto de esta permitir atingir maior resistência lateral do balastro, pela existência de um maior número de superfícies de contacto entre a travessa e o balastro, sendo também uma travessa mais leve que a monobloco (Esveld, 2001).

No passado as travessas eram de madeira, no entanto, e apesar de apresentarem melhores comportamentos mecânicos, são menos utilizadas (Alves J. , 2010).

2.2.3 Sistema de Fixação Carril-Travessa

O sistema de fixação assegura o correto posicionamento do carril e a amarração do mesmo sobre a travessa. Absorve, também, algumas das vibrações provocadas pela passagem do material circulante. Apresenta ainda como principais funções: a transmissão de forças aplicadas sobre os carris às travessas e garantir que a bitola da via e a inclinação do carril se mantêm na gama exigida (Esveld, 2001).

Consoante o material das travessas assim são escolhidos os tipos de fixação a utilizar. Logo, quando se trata de travessas de madeira utilizam-se fixações rígidas, tais como os tira-fundos ou pregos, sendo colocadas umas pequenas chapas metálicas entre a travessa e o carril, com o intuito de minorar o desgaste mecânico na madeira (Figura 2.5).

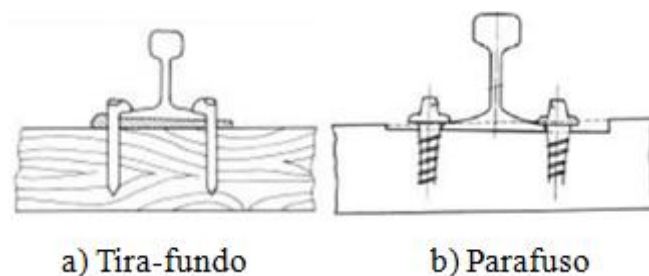


Figura 2.5 – Sistemas de fixação rígida (Fernandes J. , 2011).

Caso se trate de travessas de betão utilizam-se fixações elásticas, nomeadamente o sistema *Nabla*, o sistema *Pandrol Fastclip* e ainda o sistema *Vossloh* (Figura 2.6).

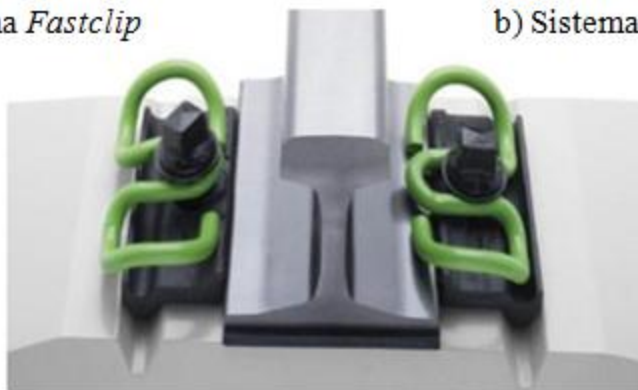
a) Sistema *Fastclip*b) Sistema *Nabla*c) Sistema *Vossloh*

Figura 2.6 – Sistemas de fixação elásticos (Fernandes J. , 2011).

2.2.4 Palmilha

As palmilhas (Figura 2.7) são os elementos elásticos do sistema de fixação carril-travessa, sendo caracterizados por promover o apoio adequado dos carris, amortecer as vibrações provocadas pelas rodas, reduzir o atrito entre carril e travessa, promover o isolamento elétrico dos circuitos da via e ainda proteger as travessas de desgaste e de danos por impacto (Vale, 2010). O parâmetro que caracteriza a palmilha é a sua rigidez vertical, que apresenta grande impacto na rigidez vertical da via.



Figura 2.7 – Palmilha elástica (Paixão, 2009).

2.2.5 Balastro

O balastro (ver Figura 2.8) é o elemento que suporta os restantes componentes definidos anteriormente, nomeadamente o carril, o seu sistema de fixação e as travessas.

Esta camada é unicamente constituída por material granular, tendo diversas funções consideradas importantes para um eficaz comportamento da via ferroviária, entre as quais destaca-se a distribuição dos esforços verticais. Estes esforços são transmitidos pelas travessas ao balastro, de uma forma gradual e constante, pois essa é a base dos elementos da superestrutura pelo que deve ser mantido na posição correta e em condições de funcionamento adequadas. O balastro deve também facilitar a drenagem da água que cai diretamente sobre a via, contribuir para a flexibilidade e amortecimento da sua estrutura, absorver as vibrações mecânicas e os ruídos, facilitar as tarefas de manutenção da qualidade geométrica da via e impedir movimentações laterais e longitudinais (Fortunato, 2005) e (Vale, 2010).

Em relação à granulometria do material constituinte desta camada, a sua forma geométrica e as suas dimensões são de uma importância capital para o correto desempenho deste elemento, nomeadamente no que à drenagem de águas diz respeito



Figura 2.8 – Balastro aplicado numa via-férrea.

Para um desempenho apropriado das suas funções, as características das partículas do balastro assumem uma grande importância tendo em conta as funções de resistência mecânica e de permeabilidade. Estas funções assumem-se contraditórias, uma vez que o balastro deve ser bem graduado e ter elevada compacidade para oferecer uma boa capacidade de carga e boa estabilidade da via. No entanto, se assim fosse não permitiria uma boa permeabilidade, impedindo o rápido escoamento da água (Fortunato, 2005).

Desta forma, a camada de balastro deve ser construída com materiais monogranulares com partículas de grandes dimensões (inferiores a 63 mm), constituindo um meio muito permeável e que proporcione uma fácil intervenção nas operações de conservação.

A camada de balastro é diferenciada por quatro zonas, sendo estas denominadas por: balastro entre travessas; prisma lateral; balastro superficial sujeito às ações mecânicas de conservação e balastro de fundo, ou seja, localizado a profundidade maior (Fortunato, 2005) e (Vale, 2010). Estas zonas encontram-se apresentadas na Figura 2.2.

Note-se que, a Norma Europeia NP-EN13450 (2005) classifica o balastro consoante a granulometria, a forma de partículas, a resistência à fragmentação, a resistência ao desgaste por atrito e a durabilidade (Vale, 2010).

A IT.GEO.001 é um documento técnico da REFER, o qual estabelece determinados valores numéricos que os materiais para o balastro devem ter no que se refere às seguintes características técnicas: resistência mecânica (à fragmentação e ao desgaste), dimensão, granulometria, teor de partículas finas ($< 0,5$ mm), teor de finos ($< 0,063$ mm), forma e conteúdo de elementos prejudiciais. (IT.GEO.001, 2008).

A resistência à fragmentação é determinada através do ensaio de *Los Angeles*, ao passo que a resistência ao desgaste é determinada pelo ensaio de *Micro-Deval*. Relativamente à forma, as partículas de balastro deverão apresentar forma poliédrica de tendência isométrica, designada por forma cúbica, faces rugosas e aresta vivas. A cubicidade desejada é definida para valores máximos de índice de achatamento (FI), de forma (SI) e comprimento. Relativamente aos elementos prejudiciais, estes referem-se a fragmentos de rochas alteradas, grumos argilosos ou siltosos e elementos estranhos à rocha a utilizar, tais como pedaços de madeira, de plástico ou metal (IT.GEO.001, 2008).

2.2.6 Sub-balastro

A camada de sub-balastro é um meio de transmissão entre a camada de balastro, constituída por partículas de boa qualidade, e a fundação, cujo material é de menor qualidade, tendo como pressupostos a proteção da plataforma e redução de tensão nos solos, separar o balastro da fundação, evitando quer a interpenetração, quer a migração do material fino, quer ainda o desgaste da fundação pela ação mecânica do balastro e funcionar também, como elemento drenante e filtrante da plataforma (Fortunato, 2005) e (Vale, 2010).

Usualmente, esta camada é formada por material granular, no entanto, nalguns casos particulares pode ser constituída por uma base de betão pobre ou mistura betuminosa. Os benefícios inerentes à impregnação deste material, sob a camada de balastro encontram-se na proteção da fundação, na melhor distribuição da carga à fundação e melhor impermeabilidade.

Na sua constituição utilizam-se, normalmente, materiais naturais de granulometria contínua, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de pedreiras. As partículas devem ter boa resistência ao desgaste e a sua granulometria deve poder proporcionar as funções de filtro e de separação entre o balastro e a fundação. Não deve conter fragmentos de madeira, matéria orgânica, metais, plásticos, rochas alteradas nem materiais, putrescíveis, combustíveis ou poluentes (IT.GEO.006, 2007).

À semelhança do balastro, a REFER também possui um documento técnico para o sub-balastro, denominado por IT.GEO.006. No que se refere à qualidade de finos, a sua caracterização é efetuada através do ensaio de azul de metileno (MB). Relativamente à forma, é apenas determinado o índice de achatamento (FI). A resistência mecânica deve ser verificada com o ensaio de *Los Angeles* (LA) e com o ensaio de *Micro-Deval* (MDE) e/ou pela soma dos dois. No que se refere à permeabilidade, o ensaio que a caracteriza é o de permeâmetro de carga variável.

Note-se ainda, que a utilização desta camada estrutural atenua os custos económicos de uma determinada via, pois o sub-balastro é menos dispendioso que o balastro, e a sua utilização reduz a espessura necessária deste último componente, reduzindo inevitavelmente os custos finais de construção de uma linha ferroviária.

2.2.7 Fundação

Em vias ferroviárias, normalmente distinguem-se duas zonas de fundação, sendo estas a fundação, em geral profunda, e o leito de via, mais superficial como se pode vislumbrar na Figura 2.2. Convém realçar que é sobre o leito de via que se apoiam as camadas de sub-balastro e de balastro (Vale, 2010).

A *Union Internationale des Chemins de Fer* entenda-se a *UIC*, lembra que a plataforma da fundação corresponde à superfície entre a fundação (ou leito de fundação, no caso de existir) e o sub-balastro, e classifica-a, em função do módulo de deformabilidade, nas classes P_1 , P_2 e P_3 (UIC719R, 2008). Estas classes correspondem, respetivamente a plataformas de qualidade fraca, média e boa, consoante as características do solo de fundação e os materiais utilizados na camada (Vale, 2010) e (Alves J. , 2010).

2.3 Via-Férrea Não Balastrada

A via não balastrada ou em placa (Figura 2.9) surge, da necessidade de um modelo de estrutura de via que acautele a estabilidade de circulação do material circulante com conforto e segurança, exigindo pouca conservação. Num plano meramente teórico, os trabalhos associados à conservação de uma via não balastrada, cingem-se à substituição dos carris com desgaste excessivo, das peças de fixação deterioradas por fadiga e os elementos de apoio resiliente envelhecidos, a partir do instante em que o desempenho destes elementos perturba a qualidade da circulação.

Relativamente aos custos associados a este tipo de solução, pode-se dizer que se trata de uma solução interessante, quando aplicada em vias novas ou a reabilitar, nas quais haja constrangimentos físicos consideráveis, como por exemplo, uma elevada percentagem de obras de arte (túneis e viadutos), o que leva à existência de muitas transições complicadas de construir e de conservar, se bem que, em geral, esta solução tem elevados custos de construção. No que diz respeito às propriedades geométricas, a via não balastrada apresenta benefício quando é inevitável aumentar a largura entre via, em zonas com limitações de espaço, pelo facto de consentir uma secção transversal reduzida, ou até mesmo quando existem restrições na profundidade de construção, como é o caso dos túneis e das pontes. (Fortunato, 2005).

Como vantagens da via em laje, em relação à via balastrada, há a indicar: o menor risco de descarrilamento; a facilidade de acesso à via de veículos não ferroviários em caso de emergência; a maior vida útil; a redução da largura das banquetas; a redução da altura/diâmetro dos túneis; a maior facilidade de evacuação de líquidos perigosos, em caso de acidente; o menor consumo energético,

pela melhor aerodinâmica do sistema; a economia em material; a menor exigência de ações de manutenção; o aumento de velocidade de tráfego de veículos em zonas de fundação com solos fracos, cuja velocidade crítica é baixa e ainda, a elevada resistência lateral da via em laje que permite aumentar a velocidade de circulação de comboios pendulares.

Quanto às desvantagens, na apreciação de sistemas de via não balastrada em linha ferroviária aparece o elevado custo de construção, como anteriormente é dito, a geração de um maior nível de ruído, comparativamente com as vias balastradas, e a exigência de uma plataforma homogênea com um módulo de deformabilidade superior a 120 MPa (Vale, 2010).

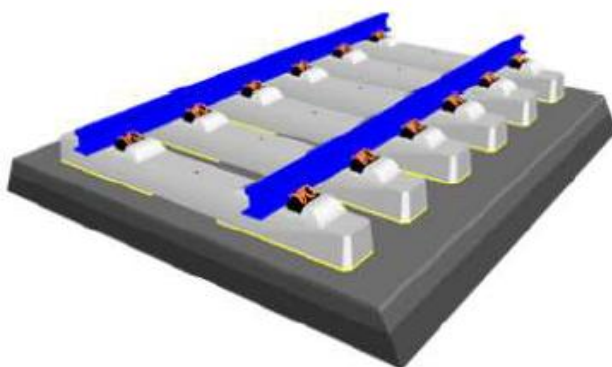


Figura 2.9 – Via não balastrada (à esquerda) (De Chiara, 2010) e (à direita) (Fernandes P. , 2009).

2.4 Avaliação da Qualidade Geométrica da Via

O conceito de qualidade define-se como o grau de satisfação de requisitos de um conjunto de características intrínsecas. No que concerne à qualidade geométrica da via, os requisitos que devem ser satisfeitos são: o nivelamento longitudinal, o nivelamento transversal, o alinhamento, a bitola e o empeno. A monitorização da qualidade da geometria da via consiste, na avaliação e caracterização destes conceitos, devendo ser realizada periodicamente por um equipamento de inspeção geométrico da via (Vale, 2010).

2.4.1 Nivelamento longitudinal

O nivelamento longitudinal (Figura 2.10) corresponde, no caso de medições com sistemas inerciais, ao desvio Z_p na direção z , perpendicular ao plano de rolamento, em consecutivas posições, do eixo de cada carril, em relação a uma linha de referência paralela ao plano de rolamento, calculado em sucessivas medições.

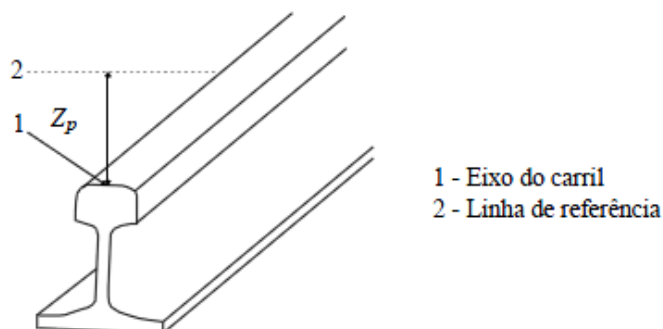


Figura 2.10 – Nivelamento longitudinal [adaptado de (Vale, 2010)].

2.4.2 Nivelamento transversal

O nivelamento transversal é definido como a diferença em altura da mesa de rolamento de cada carril, obtida pelo ângulo entre o plano de rolamento e o plano horizontal de referência, e corresponde à dimensão do cateto vertical de um triângulo, que tem como hipotenusa, um valor de referência representativo da distância entre os eixos dos carris, como pode ser observado na Figura 2.11.

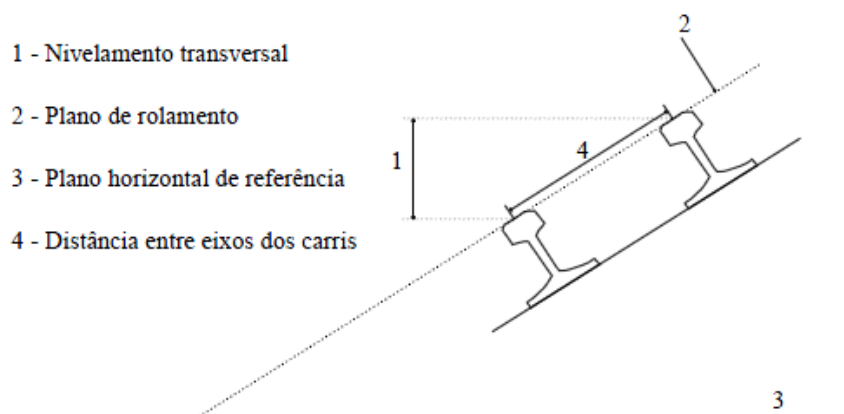


Figura 2.11 – Nivelamento transversal (Vale, 2010).

2.4.3 Alinhamento

Relativamente ao alinhamento, este define-se, em cada carril, como o desvio Y_p , na direção y do plano de rolamento, perpendicular ao eixo do carril (x), em consecutivas posições de P , em relação a uma linha intermédia, como é ilustrativo na Figura 2.12.

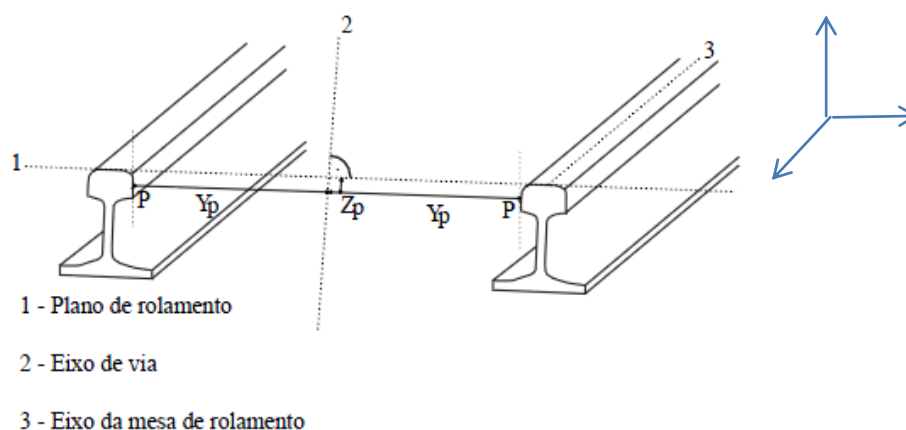


Figura 2.12 – Alinhamento (Vale, 2010).

2.4.4 Empeno

Quanto ao empeno, este corresponde à diferença de dois nivelamentos transversais numa determinada base de medição, que regra geral é de 3 m (Figura 2.13).

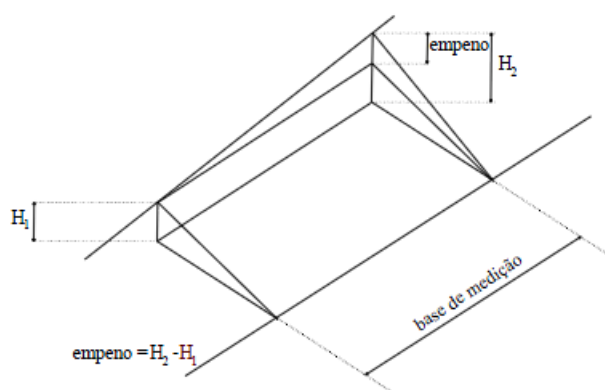


Figura 2.13 – Empeno (Vale, 2010).

2.4.5 Bitola

No que concerne à bitola, esta corresponde à menor distância G , entre as faces internas da cabeça de dois carris adjacentes, medidas num ponto P , a uma distância Zp do plano de rolamento, que varia entre 0 mm e 15 mm (Figura 2.14).

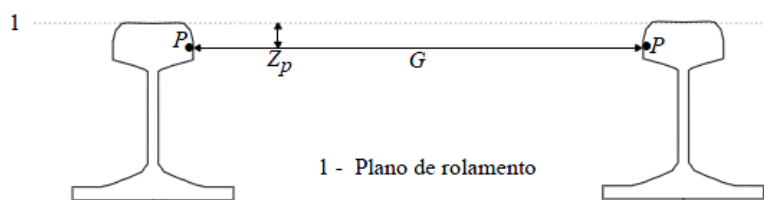


Figura 2.14 – Bitola (Vale, 2010).

2.5 Degradação da Via-férrea

Uma via-férrea aquando da sua conceção e elaboração deve respeitar determinadas diretrizes, de modo a proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, económica e confortável.

Ao nível da plataforma ferroviária, as condições de conceção das camadas são idênticas às das infraestruturas rodoviárias e aeroportuárias, distinguindo-se em termos de comportamento devido à complexidade das ações transmitidas pelos veículos circulantes (Fortunato, 2005).

As degradações numa via-férrea caracterizam-se pela perda de estabilidade, pela perda de resiliência ou pela ocorrência de elevados assentamentos permanentes ao nível dos carris. A origem das degradações pode dever-se a inúmeros fatores, nomeadamente: deficiências de drenagem da plataforma, aumento das solicitações e alteração das características mecânicas dos elementos da superestrutura ou subestrutura. A perda de estabilidade relaciona-se com a degradação das camadas de balastro, camadas de apoio e da plataforma, e previsivelmente com assentamentos permanentes excessivos.

O balastro contaminado tem uma elevada rigidez e uma escassa capacidade de absorção, pelo que não pode acondicionar elevadas forças transmitidas pelos carris, quando este se encontra associado a uma deficiente geometria da via. No entanto, devido a uma ineficaz drenagem, a camada de balastro pode tornar-se menos resistente, apresentando assim deformações excessivas, o que conduz a uma irregularidade geométrica da via, que consequentemente causa um aumento de esforços entre as rodas e os carris (Govind, 2010).

Com a passagem do tráfego, o assentamento permanente aumenta ao nível do carril, estando este, diretamente associado ao comportamento da subestrutura. Este é de facto, um dos principais modos de degradação da via e responsável pelos maiores custos de conservação.

2.6 Ações na Via-férrea

Parte do estudo relacionado com esta temática foi elaborado de forma exaustiva em teses referenciadas neste trabalho, nomeadamente a de (Fortunato, 2005), (Vale, 2010) e (Govind, 2010).

A estrutura de uma via-férrea deve ser dimensionada para resistir aos efeitos de deterioração estimulados pelo tráfego ferroviário e condições climáticas, de modo a que o solo de fundação seja

adequadamente protegido e que os custos de operação do material circulante, a segurança e o conforto de passageiros sejam suportados dentro de limites aceitáveis durante a sua vida útil.

O dimensionamento estrutural de uma via-férrea, particularmente da superestrutura, das suas camadas de apoio e da plataforma tem que ter em consideração diferentes ações, fomentadas essencialmente pelas solicitações estáticas e dinâmicas do material circulante e pelas variações da temperatura, as quais conduzem à dilatação e contração dos carris. Essas ações manifestam-se através de forças verticais, laterais, longitudinais e de torção, que devido ao carácter cíclico provocam fadiga¹ nos diferentes elementos que constituem a via. Além disso, os carris e as travessas poderão ainda ficar sujeitos a esforços induzidos pelo seu transporte e colocação.

As interações dinâmicas entre as rodas do comboio e os carris, e os esforços que delas advêm são especialmente função das características da via, como o traçado em planta e do veículo, ou seja, do seu peso, do estado de conservação de ambos, nomeadamente no que diz respeito às imperfeições geométricas das rodas e ainda da velocidade de circulação. As rodas, os carris e as travessas são constituídos por materiais cujo comportamento se pode considerar elástico². O balastro e os materiais das camadas subjacentes têm, em geral, um comportamento elasto-visco-plástico (Fortunato, 2005).

As forças verticais pautam-se pela sua perpendicularidade ao plano dos carris, sendo que estas forças geradas na generalidade pela ação das rodas do material circulante, são descendentes na zona carregada do carril e ascendentes em zonas adjacentes a estas, devido à flexão longitudinal do carril. As forças ascendentes (momentâneas) que tendem a provocar o levantamento da superestrutura, são compensadas pelas forças descendentes produzidas pelo peso das travessas e dos carris, e do atrito que se desenvolve entre as travessas e o balastro. As forças descendentes devem ser iguais ou superiores às forças ascendentes, de modo a serem compensadas. Durante a passagem do comboio, todas as travessas sob a ação do mesmo, tenderão a sofrer movimentos ascendentes e descendentes, em instantes diferentes (ver Figura 2.15).

¹ A fadiga é o fenómeno de rutura progressiva de materiais sujeitos a ciclos repetidos de tensão ou deformação. O estudo do fenómeno é de importância para o projeto de máquinas e estruturas, uma vez que a grande maioria das falhas em serviço são causadas pelo processo de fadiga.

² Deformação em que removidos os esforços atuantes sobre o corpo, ele volta à sua forma original.

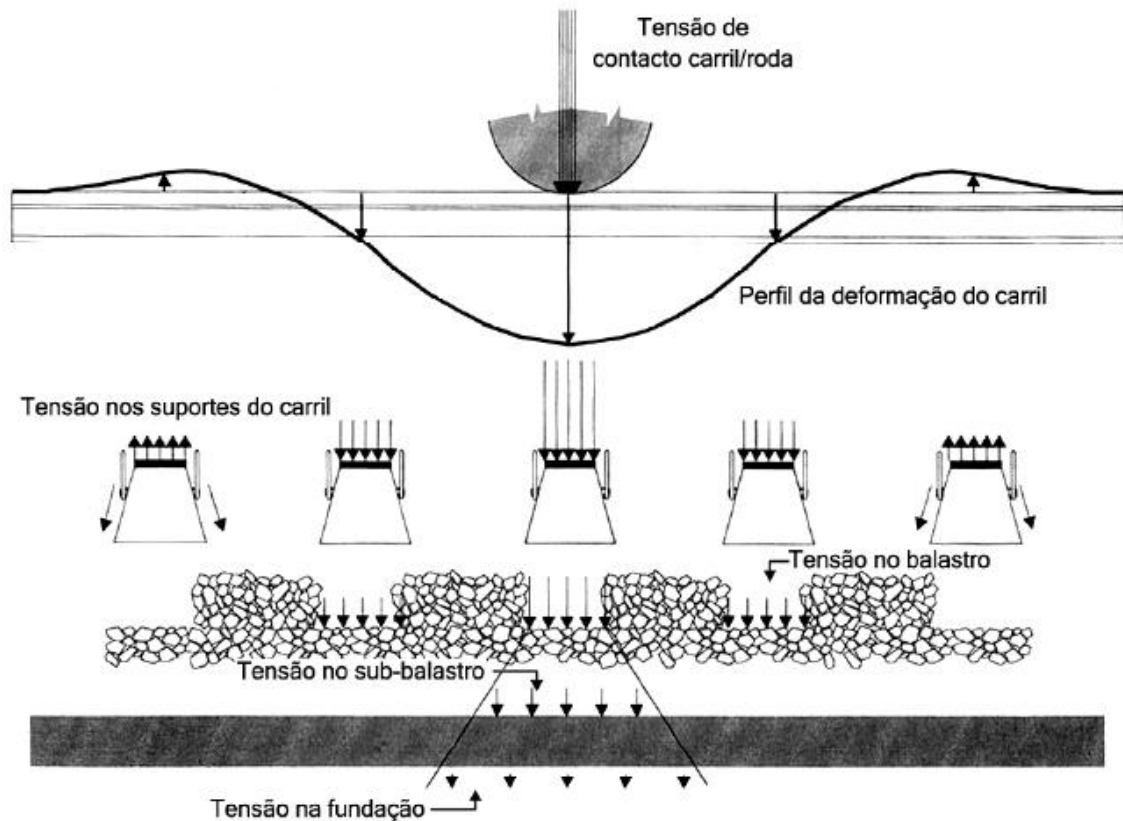


Figura 2.15 – Tensões devido às forças verticais nos elementos da via (Fortunato, 2005).

As forças laterais são paralelas ao eixo longitudinal das travessas e têm origem, essencialmente nas forças motivadas pelo material circulante e na reação do carril à encurvadura. As forças laterais, além de perturbarem o conforto dos passageiros, são cruciais para a segurança do comboio, pois se transpuserem os valores admissíveis podem dar origem ao descarrilamento.

As forças longitudinais são paralelas aos carris e podem ser suscitadas pela aceleração e travagem do material circulante, pela expansão e contração térmica dos carris e pela flexão dos carris à passagem dos comboios. À passagem da roda do material circulante, ocorrem depressões e levantamentos que criam uma onda no carril, a qual está na origem das forças longitudinais e verticais (ascendentes e descendentes).

De uma maneira geral, as forças verticais são as que mais contribuem para a deterioração dos diferentes elementos e para os assentamentos na via, associados à densificação do balastro e dos solos granulares, e à consolidação dos solos coesivos.

A força vertical é composta por uma parte estática correspondente ao peso do material circulante e por uma parte dinâmica, podendo ser dividida em três categorias, de acordo com a respetiva frequência de vibração (Fortunato, 2005):

- Cargas com frequência entre os 0,5 Hz e os 15 Hz, causadas por defeitos de grande comprimento de onda, associadas ao movimento das massas suspensas, e que dependem principalmente das características do material circulante, particularmente da suspensão do veículo;
- Cargas com frequências entre os 20 Hz e os 100 Hz, causadas por defeitos com comprimento de onda mais pequeno, associadas ao movimento das massas não suspensas (rodas e carris), que dependem principalmente das características da via (regularidade e rigidez) e das massas não suspensas;
- Cargas com frequência entre os 100 Hz e os 2000 Hz, as quais correspondem a defeitos da superfície do carril, ou seja, o carril atua como um forte elemento de dissipação de energia.

Na prática, não se considera explicitamente o efeito dinâmico. No dimensionamento, em geral majora-se a carga estática máxima por um coeficiente (geralmente 1.3), para ter em conta os efeitos dinâmicos.

Ao nível da via e no plano definido pelos carris, as forças laterais originadas pelos veículos, quando circulam, têm origens diversas:

- Componente lateral da força de atrito que se desenvolve entre a roda e o carril, normal à direção do movimento;
- Força quase-estática devido à insuficiente sobrelevação (diferença máxima na altura entre o carril exterior e interior, medida ao centro da cabeça de carril) ou, mais exatamente, à aceleração centrífuga não compensada;
- Forças aleatórias devido às irregularidades geométricas da via, que se traduzem em defeitos do traçado em relação ao traçado teórico;
- Forças aleatórias com origem em fenómenos particulares de dinâmica ferroviária, como a oscilação dos bogies, (movimento de lacete, Figura 2.16), sendo o bogie uma estrutura mecânica constituída por 2 ou 3 eixos e por um sistema de amortecimento que liga a caixa ao carril.

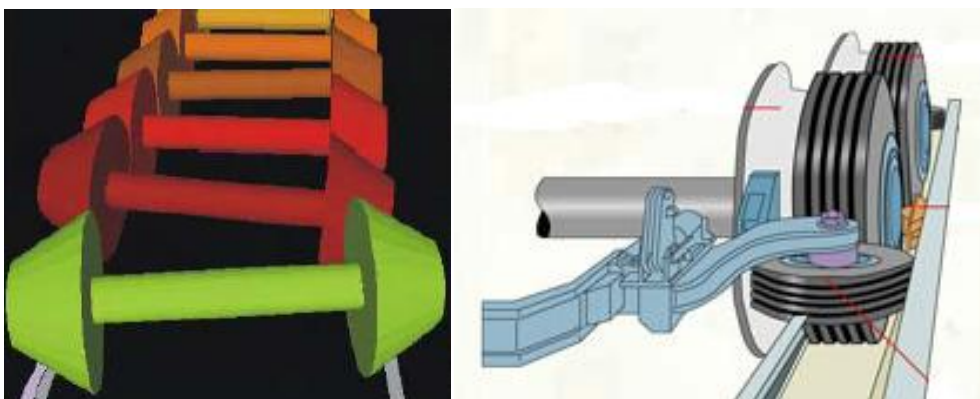


Figura 2.16 – Movimentos de Lacete (à esquerda) (Fontul, 2010) e Bogie (à direita) (Truck, 2011).

3 Métodos de Avaliação da Capacidade de Carga

3.1 Considerações Gerais

A capacidade de carga de uma infraestrutura traduz a sua capacidade para suportar as ações devidas ao tráfego futuro. De facto, uma infraestrutura é dimensionada para suportar determinado número de aplicações de cargas induzidas pela passagem do material circulante, sem atingir determinados estados limites.

As considerações apresentadas neste capítulo referem-se principalmente a infraestruturas rodoviárias, onde a avaliação da capacidade de carga tornou-se rotineira, em Portugal, nas últimas duas décadas.

Um dos objetivos deste trabalho é o de contribuir para o desenvolvimento da avaliação da capacidade de carga de infraestruturas ferroviárias, através da utilização de equipamentos normalmente aplicados a infraestruturas rodoviárias, e adaptar as respetivas metodologias de ensaio e interpretação de resultados. A avaliação dessas infraestruturas terá que ter em conta o facto da envolvente ferroviária ser algo distinta da envolvente rodoviária, nomeadamente no que se refere a solicitações, ao modo como a estrutura está exposta à influência da variação das condições climáticas e aos materiais utilizados.

Parte do estudo relacionado com esta temática foi elaborado de forma exaustiva em teses referenciadas neste trabalho, nomeadamente a de (Almeida, 1993), (Antunes M. , 1993) , (Fontul, 2004) e (Fortunato, 2005).

Um dos passos fundamentais para a realização de um estudo de avaliação da capacidade de carga de uma infraestrutura, prende-se com a caracterização do seu comportamento estrutural. Essa caracterização é tradicionalmente efetuada através da inspeção visual e da realização de ensaios de carga, eventualmente conjugadas com outros ensaios.

Os ensaios de carga podem ser destrutivos ou não destrutivos. Os ensaios de carga não destrutivos apresentam grandes vantagens relativamente aos destrutivos, visto não implicarem a danificação das infraestruturas e serem em geral mais expeditos, permitindo a realização de um considerável número de ensaios, de modo a obter uma caracterização mais completa de toda a extensão estudada. Torna-se assim possível interpretar os resultados com base em dados medidos no campo. Por esta razão, os ensaios não destrutivos constituem a base na qual assentam grande parte das metodologias atualmente utilizadas na avaliação da capacidade de carga de infraestruturas, principalmente as rodoviárias e aeroportuárias. Recentemente têm havido tentativas de desenvolver métodos para realização de ensaios de carga em vias-férreas, através do desenvolvimento de equipamentos próprios ou da adaptação de equipamentos já utilizados na avaliação de pavimentos. Existe um interesse crescente a nível mundial em poder avaliar em contínuo, e de uma forma não destrutiva a rigidez da via.

As metodologias adotadas na realização de estudos de avaliação da capacidade de carga, com base em ensaios de carga não destrutivos, dividem-se em dois grupos fundamentais: os métodos empíricos, baseados principalmente na observação do comportamento da infraestrutura; e os métodos analíticos, assentes na análise estrutural de infraestruturas. Este último tipo de abordagem tem sido cada vez mais utilizado nos últimos anos, apresentando a vantagem de permitir a caracterização de infraestruturas, de tipos, não contemplados nos métodos empíricos, por possuírem novos materiais, por se destinarem a tráfego mais agressivo do que previsto nos métodos tradicionais, ou por estarem sujeitos a diferentes condições climáticas (Antunes & Almeida, 1996).

Neste capítulo são descritos, de uma forma sucinta, os tipos de ensaios de carga não destrutivos, usualmente mais utilizados para a avaliação da capacidade de carga de infraestruturas de transporte, com ênfase para os equipamentos com potencialidades para serem aplicados na avaliação de infraestruturas ferroviárias.

3.2 Tipos de Ensaios de Carga Não Destrutivos

Os primeiros ensaios de carga não destrutivos a serem utilizados e que ainda hoje representam os ensaios de referência, foram os ensaios de carga com placa, nos quais se aplica uma carga estática, através de uma placa circular e se medem as deflexões daí resultantes na superfície ensaiada, no centro da carga. Estes ensaios são hoje, raramente utilizados em estudos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos, pois a sua morosidade implica a realização de um reduzido número de ensaios, não permitindo uma caracterização global de um dado trecho de pavimento. No entanto, os ensaios de carga com placa, são bastante utilizados na caracterização *in situ* da deformabilidade de camadas de solos e de materiais granulares para as infraestruturas ferroviárias (Antunes & Almeida, 1996).

Nos últimos anos têm sido utilizados diversos tipos de equipamentos de carga não destrutivos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos e subestruturas (Fontul, 2004). Estes ensaios têm em comum o princípio de aplicação de uma carga à superfície e a medição das deflexões associadas, em um ou vários pontos. Atendendo ao modo como são aplicadas as cargas, os equipamentos não destrutivos podem dividir-se em dois grupos principais: equipamentos em que a carga é induzida pela passagem de uma massa em movimento e as deflexões são medidas num ponto fixo ou em vários pontos da superfície, e os equipamentos em que a carga, estática ou dinâmica, é induzida por um equipamento mecânico num determinado local fixo (Fortunato, 2005). O primeiro grupo designa-se por carga rolante. Este tipo de ensaios apresenta a vantagem de induzir nos pavimentos ações semelhantes às do tráfego, em termos do modo de aplicação e da grandeza das cargas aplicadas. No entanto tem como desvantagens, o facto de as velocidades a que são efetuados os ensaios serem muito baixas, não representando portanto as velocidades de circulação do tráfego.

Dos equipamentos pertencentes a este grupo, far-se-á referência ao Defletógrafo LNEC e ao Defletógrafo *Lacroix*, ambos já não utilizados no país, e o Curviâmetro, equipamento utilizado na

avaliação de pavimentos rodoviários na Bélgica e Espanha. Uma breve descrição destes equipamentos encontra-se no Anexo I.

O segundo grupo denomina-se de carga estacionária, em oposição com os ensaios referidos anteriormente, nos quais a carga se desloca sobre a superfície. Neste grupo pode incluir-se o equipamento para ensaios de carga com placa, nos quais a carga é estática, e um conjunto de equipamentos que aplicam cargas dinâmicas, como o Defletómetro de Impacto, equipamento utilizado no desenvolvimento deste estudo.

Os equipamentos que aplicam cargas estacionárias dinâmicas podem ser de dois tipos: os que aplicam uma solicitação sinusoidal à superfície dos pavimentos (vibradores), entre os quais se incluem o *Dynaflect* e o *Road Rater*, brevemente apresentados no Anexo I, e os que aplicam solicitações com a forma de um impulso - Defletómetro de Impacto, designado em inglês por *Falling Weight Deflectometer (FWD)*. Existem também em desenvolvimento equipamentos baseados no Defletómetro de Impacto para medição de deflexões a velocidade de tráfego (ver Anexo I). Far-se-á especial referência ao Defletómetro de Impacto, que é um dos equipamentos mais utilizados atualmente em estudos para avaliação da capacidade de carga de pavimentos (Antunes & Almeida, 1996).

3.2.1 Ensaio de Carga Estática com Placa

O ensaio de carga estática com placa, vulgarmente designado por ECP, é um ensaio não destrutivo de meados do século XX (ano de 1940) (Fortunato, 2005), sendo usado como referência no caso do controlo de qualidade durante a construção de infraestruturas de transporte, tanto rodoviárias como ferroviárias, até ao topo da camada de sub-balastro. Este ensaio é também utilizado para avaliar e comparar resultados obtidos com outros equipamentos de ensaio não destrutivos (*in situ*).

O equipamento é constituído por uma placa rígida, (ver Figura 3.1), que pode ostentar duas geometrias, circular ou quadrada, de dimensões e graus de rigidez variadas, um sistema hidráulico para a transmissão de carga, uma célula para medição da carga aplicada, um ou mais transdutores que se encontram na zona central e/ou em pontos equidistantes do centro da placa de carga, e ainda uma estrutura de referência para a medição de assentamentos diferenciais, entre a zona carregada e uma zona sem influência do carregamento (Govind, 2010).



Figura 3.1 – Ensaio de Carga com Placa: Ensaio (à esquerda) e equipamento (à direita) (Betoteste, 2009).

O ensaio pode ser realizado à superfície ou a uma determinada profundidade, e baseia-se na aplicação de ciclos de carga e descarga da placa rígida assente sobre a superfície de ensaio. O carregamento pode ser aplicado por patamares de carga com ou sem alteração da intensidade de carga. Existem vários tipos de ensaio ECP, designadamente o ensaio lento, rápido, misto, cíclico, e com taxa de penetração constante (Fortunato, 2005).

3.2.2 Equipamento Electro-Mecânico Ligeiro

O Electro-Mecânico portátil, também classificado de *Soil Stiffness Gauge* (SSG) ou *Geogauge*, tem como finalidade a medição do módulo de deformabilidade das camadas compactadas de solos ou agregados naturais ou tratados (*in situ*). Este equipamento é relativamente recente. Foi concebido nos E.U.A., sendo utilizado esporadicamente em Portugal nos últimos 10 anos (Fortunato, 2005). Pode-se vislumbrar na Figura 3.2.



Figura 3.2 – Electro-Mecânico portátil: aspeto geral (à esquerda) e aspeto do anel de carga (à direita) (Fortunato, 2005).

Este equipamento gera e transmite à superfície a ensaiar, pequenas forças que estimulam deslocamentos nessa superfície. As forças são produzidas dinamicamente por um vibrador e

difundidas por meio de um anel assente diretamente na superfície. Durante o ensaio são medidas as forças e as consequentes velocidades de deformação da superfície, para diversos valores da frequência de vibração, dentro de um intervalo definido.

O equipamento apresenta uma forma cilíndrica com 0,28 m de diâmetro e 0,245 m de altura. No que concerne ao peso, ostenta 10 kg, sendo constituído por um vibrador eletromecânico, uma fonte de alimentação, uma base metálica, à qual é agregado um anel rígido onde este assenta sobre a superfície de ensaio, e é o meio transmissor de força gerada pelo equipamento, dispositivos de isolamento de vibrações, dois transdutores de velocidade (geofones) e um computador que envia o sinal para o vibrador, processa os sinais dos sensores, executa os cálculos e regista os resultados (Fortunato, 2005) e (Govind, 2010).

3.2.3 Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

O Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC), originalmente conhecido por *Portancemètre*, foi desenvolvido pelo *Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE)*, em França (Fortunato, 2005). Como é visível na Figura 3.3, o funcionamento deste equipamento rege-se pela circulação a uma velocidade baixa e constante, de uma roda vibrante de aço, na superfície a ensaiar. Esta roda é colocada a vibrar através de uma massa excêntrica impulsionada por um motor hidráulico.

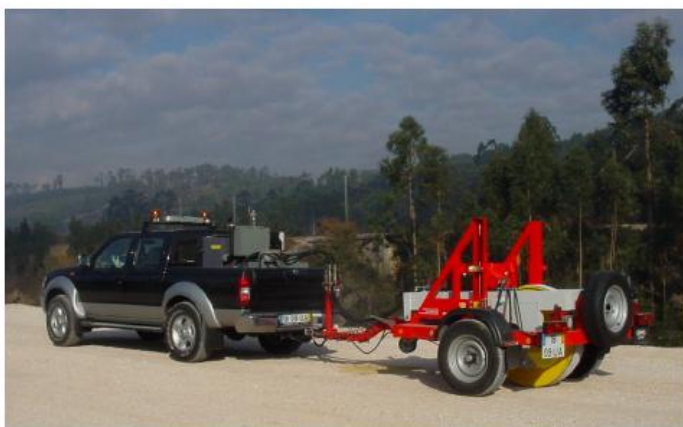


Figura 3.3 – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo: aspeto geral (à esquerda) e o modo de funcionamento (à direita) (Fortunato, 2005).

O equipamento é montado num atrelado, sendo composto por uma roda vibrante, um sistema mecânico de vibração, um chassis de reação suspenso, um sistema hidráulico, transdutores de aceleração vertical e um radar. O veículo de reboque incorpora um grupo hidráulico de potência com comando elétrico, que fornece energia de acionamento da roda vibrante, e agrega os equipamentos de comando, de controlo e de registo. Um microcomputador controla o adequado funcionamento dos dispositivos e efetua o registo dos dados de ensaio.

O *MCSC* possibilita medir, através de dois acelerómetros de eixo vertical, a componente vertical das acelerações das massas vibrantes e suspensas, e ainda, medir por meio de duas células fotelétricas, a frequência de vibração e o desfasamento entre a amplitude vertical de vibração e a força centrífuga aplicada à roda (Govind, 2010).

Este medidor é aplicado, para ensaiar camadas compactadas de solos ou agregados naturais ou tratados, com valores de módulo de deformabilidade que variam entre 30 e 300 MPa, *in situ*, onde o diâmetro da placa de ensaio ronda os 600 mm. A profundidade máxima de ensaio é cerca de 0,60 m. É necessário que a superfície onde é realizado o ensaio, seja regular, para que haja um eficaz rolamento da roda vibrante.

Um dos enormes benefícios do *MCSC*, prende-se com o facto de este permitir a caracterização das camadas em contínuo. Ensaio praticados aquando do desenvolvimento do *CETE*, permitiram concluir existir uma boa correlação com os resultados do módulo de deformabilidade (*in situ*), obtidos em ensaios de Carga Estática com Placa (Fortunato, 2005).

Este ensaio tem sido aplicado de uma forma regular na última década, como complemento no controlo de qualidade de camadas da subestrutura ferroviária.

3.2.4 Medição por Propagação de Ondas

Nos anos 60 foram realizadas as primeiras medições por propagação de ondas, pela *Shell*, com o *Road Vibrator* e *Goodman's Vibrator*, tendo sido interrompido durante duas décadas, aproximadamente. Já no ano de 1980, nos E.U.A., este método foi retomado com o *Spectrum Analysis of Surface Waves* (SASW) (Fontul, 2004) e (Fortunato, 2005).

O ensaio SASW sustenta-se na característica dispersiva de ondas de *Rayleigh*, aquando da sua propagação no meio de camadas. É utilizada uma fonte dinâmica para gerar ondas de superfície com diversos comprimentos de ondas (ou frequências), que são monitorizados por dois ou mais recetores, distanciados entre si.

O *Seismic Pavement Analyser* (SPA) tem como funcionalidade a monitorização das camadas de pavimentos, nas fases de construção e manutenção. O SPA da *SHRP* é um atrelado de pequeno porte, apetrechado com dois martelos pneumáticos que transmitem o impacto ao pavimento, produzindo ondas que são captadas por oito transdutores. O ensaio é quase na totalidade automatizado, onde os dados são analisados por um programa computacional, que posteriormente gera resultados que descrevem as espessuras das camadas e a rigidez do pavimento, eventuais defeitos na fundação do pavimento e ainda outras propriedades que estão diretamente relacionadas com o comportamento do pavimento (Fontul, 2004) e (Govind, 2010).

A *SHRP* desenvolveu um SPA portátil (*PSPA*) que não é mais do que uma versão em menor escala do SPA, o qual é utilizado para a caracterização dos materiais e para a monitorização da qualidade e espessura da laje de pavimento de betão. O *DSPA* (*Dirt SPA*) é uma versão adaptada do *PSPA*,

sendo habitual para determinar as propriedades das camadas de base e solo de fundação já construídas (Fontul, 2004). O *DSPA* difere do *PSPA* no martelo de impacto, o qual possui uma forma cónica, para consentir um melhor contacto com os materiais não ligados, nomeadamente solos e materiais granulares, e também nos componentes eletrónicos, os quais foram otimizados para as características de resposta deste tipo de materiais (Govind, 2010).

No que concerne ao ensaio propriamente dito, este assenta em três técnicas sísmicas distintas, designadamente: Eco de Impacto, Onda de Corpo Ultrassónico e Onda de Superfície. A primeira técnica é usada para estimar a espessura das camadas, e mais recentemente, para controlo de compactação, ao passo que nas últimas duas, as respetivas velocidades são utilizadas para estimar módulos de *Young* e módulos de distorção.

O *PSPA* é aplicado no campo para medição direta do módulo das camadas de pavimentos. Este equipamento ostenta potencial para substituir o gama-densímetro no controlo e garantia de qualidade na construção de pavimentos (Govind, 2010).

A medição por propagação de ondas tem a vantagem de ser uma medição global, sendo o perfil de rigidez resultante de um perfil médio, representativo das propriedades do subsolo na extensão em estudo, e a sua resolução próxima da superfície, é usualmente maior do que a de outros métodos (Govind, 2010).

Apresenta como ponto menos forte, o facto de, para obter uma maior precisão necessitar de uma análise mais complexa de dados. No entanto, uma análise empírica simples permite estimar o perfil médio da velocidade da onda tangencial.

3.2.5 Defletómetro de Impacto

O Defletómetro de Impacto (*Falling Weight Deflectometer – FWD*) foi inicialmente desenvolvido na década de 60 em França, no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)* (Antunes M. , 1993). Atualmente é o equipamento de medição de deflexões de uso mais generalizado na Europa, América do Norte e Japão (Fontul, 2004). É um equipamento destinado a avaliar a capacidade estrutural de um pavimento através da medição da sua resposta a uma carga vertical de impacto (ver Figura 3.4). Este equipamento permite a realização de ensaios não-destrutivos, simulando as ações induzidas pela passagem dos veículos a uma velocidade entre os 60 e 80 km/h, medindo a resposta do pavimento daí resultante, relativamente às deflexões (Antunes M. , 1993).

A força de impacto do ensaio é gerada pela queda de uma massa a uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores, e transmitida à superfície através de uma placa metálica circular.

A massa, a altura de queda e o número de amortecedores podem ser ajustados para cada ensaio. As deflexões são medidas por transdutores no local onde é aplicada a carga de impacto, e em pontos distribuídos por uma viga, em que o número de transdutores, normalmente entre 6 e 9, e o

afastamento entre os mesmos, é variável de acordo com os objetivos definidos para o ensaio e as características do pavimento em estudo (Alves T. , 2007).

O Defletómetro de Impacto é geralmente atrelado a um veículo e posicionado no ponto de ensaio, sendo por isso um ensaio estacionário. Posteriormente a placa de ensaio é encostada à superfície do pavimento e a massa é elevada à altura pretendida. A recolha dos resultados pode ser efetuada num computador a bordo do veículo rebocador. O diâmetro da placa de ensaio varia entre os 30 e os 45 cm, de acordo com a norma ASTM D 4694-96. A placa de 30 cm de diâmetro é, geralmente, utilizada em pavimentos rodoviários, enquanto que em pavimentos aeroportuários, nas camadas de base e sub-base, é utilizada a de 45 cm (Alves T. , 2007).

Estudos comparativos abarcando o Defletómetro de Impacto, Viga *Benkelman* e *Road Rater* atestaram que a solicitação aplicada pelo primeiro permite uma melhor simulação das ações devidas ao tráfego e uma melhor resposta do pavimento a esta solicitação (Antunes M. , 1993).

De realçar como aspeto positivo, o facto de o *FWD* permitir simular diferentes condições de carregamento, através da variação dos parâmetros de ensaio, designadamente a altura de queda, o peso da massa, o número de amortecedores e a dimensão da placa. Possibilita ainda, a angariação de uma deformada completa em cada ponto de ensaio.

Ostenta como inconvenientes, o facto de não ser possível a execução de ensaios à velocidade normal de tráfego e a realização de ensaios de modo contínuo ao longo da extensão do pavimento.

No capítulo 5, é elaborada uma descrição do Defletómetro de Impacto mais minuciosa, por ser o equipamento mais utilizado no caso de estudo do presente trabalho, no entanto, na Figura 3.4 encontra-se uma fotografia deste equipamento.



Figura 3.4 – Defletómetro de Impacto do LNEC.

3.2.6 Defletómetro de Impacto Portátil

O Defletómetro de Impacto Portátil (*DIP*) é um equipamento leve de ensaio de carga dinâmica com placa. Apenas permite a aplicação de cargas relativamente pequenas, quando comparadas com as do ensaio de carga estática com placa, ou com o Defletómetro de Impacto, sendo de utilização bastante fácil. Na Figura 3.5 pode-se vislumbrar um *DIP*.

Tratando-se de um equipamento portátil, torna-se fácil de transportar manualmente para qualquer local de difícil acesso a veículos. Tem como limitação, o facto de não efetuar ensaios com cargas superiores a 14 kN e apenas medir deflexões em 3 pontos, no máximo (Fontul, 2004).

É constituído por uma placa de carga circular com um furo central, sendo que o diâmetro dessa placa pode ser de 10, 20 ou 30 cm. Sobre a placa de carga está instalado um cilindro oco que permite a transferência do impulso à placa, impulso esse, que resulta da queda de uma massa de determinada altura (Fortunato, 2005).

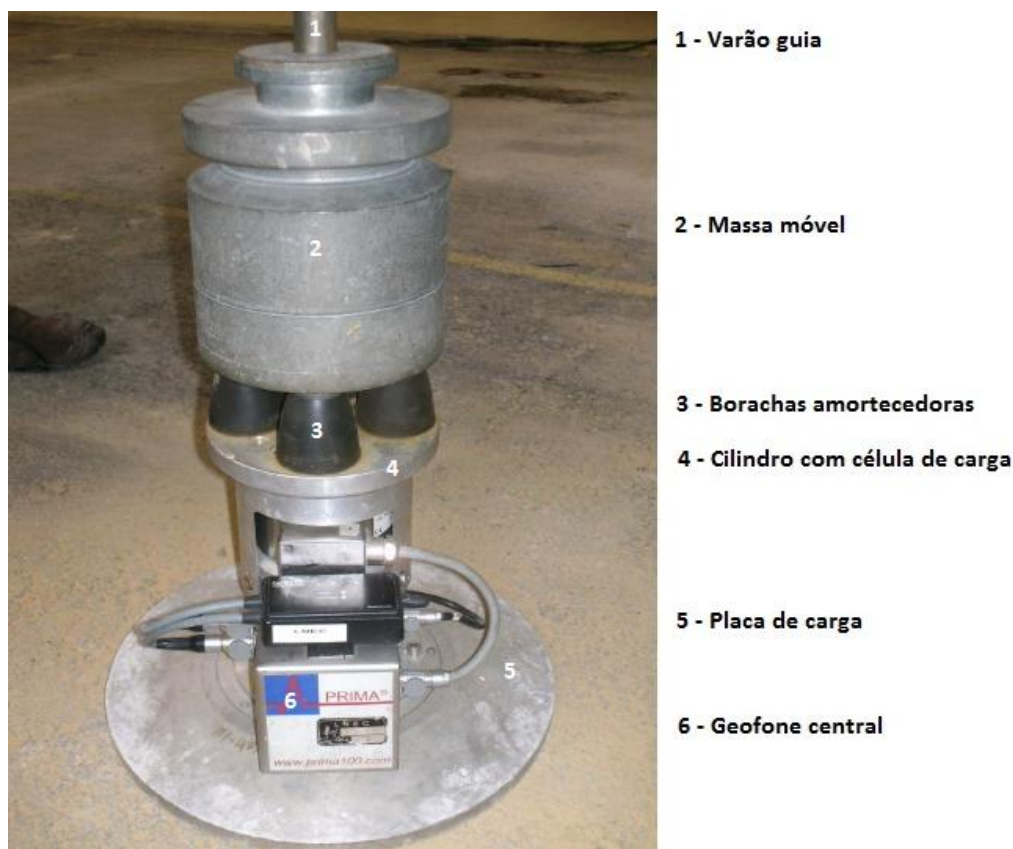


Figura 3.5 – Defletómetro de Impacto Portátil e os seus elementos.

Sobre o cilindro está instalada a célula que mede a força aplicada à superfície a ensaiar, e sobre aquela situam-se os amortecedores que absorvem a energia transmitida pela massa e transmitem o impulso ao sistema de carga.

O sistema de carga encontra-se fixo a um varão-guia que serve para conduzir a massa móvel, a qual é elevada manualmente até uma altura definida, no máximo 0,80 m (Fortunato, 2005). Na parte

superior do varão-guia, existe um dispositivo que assegura a fixação da massa antes do início de cada ensaio, e que permite manter constante a altura de queda, e consequentemente o impulso gerado.

O sistema de medição das deflexões de pontos à superfície é composto por três geofones, que medem velocidades, as quais integradas no tempo, fornecem as deflexões ocorridas na superfície a ensaiar. Um desses geofones está localizado no interior do cilindro oco, e opera através do furo central da placa de carga, ao passo que os outros dois são colocados ao lado da placa, até uma distância máxima ao centro desta de 60 cm (Fortunato, 2005).

A célula de carga e os geofones transmitem a informação a um computador portátil, que regista e arquiva automaticamente a força aplicada e a deflexão dos pontos da camada a ensaiar.

3.2.7 Outros Métodos

A instalação de sensores de profundidade, para monitorizar continuamente as condições estruturais do pavimento, é também uma solução exequível para a avaliação de carga sem interferência no tráfego. Este método permite localizar informação acerca da deterioração do pavimento em termos de extensão, tensão, deflexão, temperatura, humidade, etc., sem recurso a instrumentos de medição que possam causar interferência no tráfego (Fontul, 2004). Ainda assim, apenas fornece resultados num único ponto específico, o que pode não ser representativo para toda a secção em estudo.

3.3 Medição de espessura de camadas - Radar de Prospeção

Radar, acrónimo de *Radio Detection And Ranging*, designa o método eletromagnético, que através de frequências rádio, deteta objetos no subsolo e determina a distância a que estes se encontram da fonte emissora, a partir do tempo de percurso da energia refletida.

A primeira utilização conhecida deste método na prospeção geofísica data de 1929, na Áustria, por militares. O objetivo do ensaio era determinar a profundidade de um glaciar (Fortunato, 2005). Contudo, o sucesso da sua aplicação na ciência deu-se nos finais dos anos 50, tendo-se iniciado nos anos 70 o seu uso para estudos geotécnicos (Fontul, 2004).

O Georadar, ou Radar de Prospeção (RP), é um método eletromagnético de prospeção geofísica. Na bibliografia em inglês, o georadar é geralmente denominado por *Ground Penetrating Radar (GPR)*, embora outras designações possam surgir, tais como *Ground Probing Radar*, *Subsurface Radar* ou *Electromagnetic Reflection Method* (Pedrosa, 2009).

O equipamento radar (RP) é constituído por três elementos de base, nomeadamente o gerador de impulso, a antena que transmite o impulso para o meio e a antena que recebe o impulso. As antenas são de dois tipos: antenas com contacto na superfície ("*ground coupled antenna*") que funcionam numa gama de frequências entre 16 MHz e 1500 MHz, e antenas sem contacto, suspensas no ar

("horn antenna") com uma gama de frequências entre 500 MHz e 2500 MHz (Fontul et al., 2007). As suas dimensões variam bastante, pois quanto maior é a frequência, mais pequena é a antena e maior é a sua resolução, sendo no entanto menor a profundidade de auscultação (Fontul, 2004), (Fortunato, 2005) e (Govind, 2010).

O modo de funcionamento do RP baseia-se na geração, emissão e receção de energia eletromagnética. Para tal, dispõe de duas antenas, uma emissora e outra recetora, como é referido anteriormente. A antena emissora envia para a estrutura a energia, em forma de impulso de curta duração, a qual é gerada pelo equipamento. Esta energia propaga-se em profundidade, e ao atravessar um horizonte que delimita duas camadas de materiais, com propriedades eletromagnéticas diferentes, parte dessa energia é refletida e a restante prossegue a propagação por refração. A energia refletida é captada pela antena recetora, como pode ser observado na Figura 3.6.

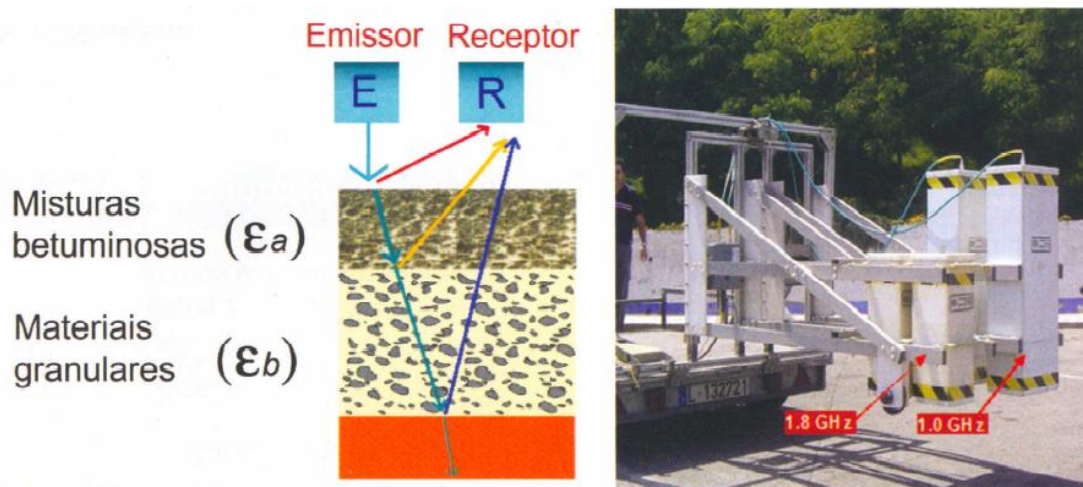


Figura 3.6 – Princípio de funcionamento (à esquerda) e aspeto do equipamento *RP* do LNEC (à direita) (Fontul, 2009).

As ondas refletidas permitem ter informação sobre a estrutura do pavimento, já que a amplitude das ondas está associada a diferenças nas propriedades dielétricas de duas camadas adjacentes. O tempo de percurso das ondas refletidas permite determinar a profundidade das interfaces entre materiais.

O Radar de Prospeção é ainda constituído por uma roda medidora de distância, que permite a referenciação em relação à coordenada x, e um sistema de aquisição de dados (monitor e caixa de aquisição) alimentado por bateria (Alves T. , 2007). O operador pode inserir no computador informação relativa a observações localizadas, e outras notas que considerar convenientes.

Na Figura 3.7 encontra-se ilustrado o sistema radar para a medição da espessura das camadas em infraestruturas ferroviárias.



Figura 3.7 – Sistema de aquisição de dados e antenas montadas na EM 120 (Fontul, 2010).

O tipo de antenas e as frequências utilizadas no RP determinam a sua capacidade no que toca à velocidade de operação, à resolução e ao grau de penetração em profundidade no solo (Fontul, 2004).

O RP hoje em dia é bastante utilizado na avaliação de pavimentos, embora a interpretação de resultados obtidos seja ainda complexa e exija experiência.

Além de permitir traçar um perfil contínuo do local, este é um método relativamente rápido de implementar (pela portabilidade e pela possibilidade de realização a velocidades elevadas). Estas duas características fazem do radar de prospeção uma técnica vantajosa na investigação de infraestruturas de transporte, não só pela qualidade dos resultados, como também pelo facto de dispensar o corte temporário da via ao tráfego (que se traduz numa redução considerável dos custos totais do ensaio).

A principal limitação do método prende-se com a dificuldade na interpretação dos perfis. Embora a localização de singularidades no perfil não seja um problema, estas poderão ser causadas por diversos fatores, pelo que a experiência e bom senso do operador são determinantes para a credibilidade dos resultados.

4 Análise Estrutural

4.1 Considerações Gerais

O objetivo central da realização de ensaios de carga não destrutivos, no âmbito da avaliação da capacidade de carga de um pavimento, está na possibilidade de estimar os módulos de deformabilidade das camadas que o constituem, tendo como horizonte o estabelecimento de modelos de comportamento estrutural, e assim avaliar a capacidade de carga e respetiva vida útil do pavimento.

Para tal, uma vez conhecidas a geometria e natureza das camadas que constituem o pavimento, e utilizando um modelo adequado para a análise estrutural do pavimento em estudo, procura-se, através de um processo iterativo, qual o conjunto de módulos de deformabilidade das camadas que conduz a uma deformada, tão próxima quanto possível, da deformada medida no ensaio considerado. Não obstante, há que admitir uma determinada margem de erro nesse processo, resultante dos erros na medição das deflexões e da força aplicada, bem como das simplificações efetuadas no modelo utilizado para a análise estrutural (Almeida, 1993) e (Antunes M. , 1993).

Um modelo de resposta é elaborado, com o intuito de simular o comportamento da estrutura de um pavimento existente, da forma mais realista possível. Consiste na definição da sua geometria, nomeadamente ao nível das espessuras das camadas constituintes (h), das propriedades dos materiais constituintes das camadas (E e ν) e da solicitação atuante (P), que vulgarmente é designada por pressão vertical (P_0) e uniformemente distribuída sobre a área circular de raio “ a ” (Govind, 2010). Na Figura 4.1 encontram-se esquematizadas estas propriedades.

O modelo de cálculo utilizado é por norma, um modelo de camadas elástico linear, cujos parâmetros que o constituem são as espessuras das camadas, o coeficiente de *Poisson*, e o módulo de deformabilidade dos materiais. Geralmente, as duas primeiras grandezas são conhecidas ou assumidas, ao passo que os módulos de deformabilidade constituem as incógnitas.

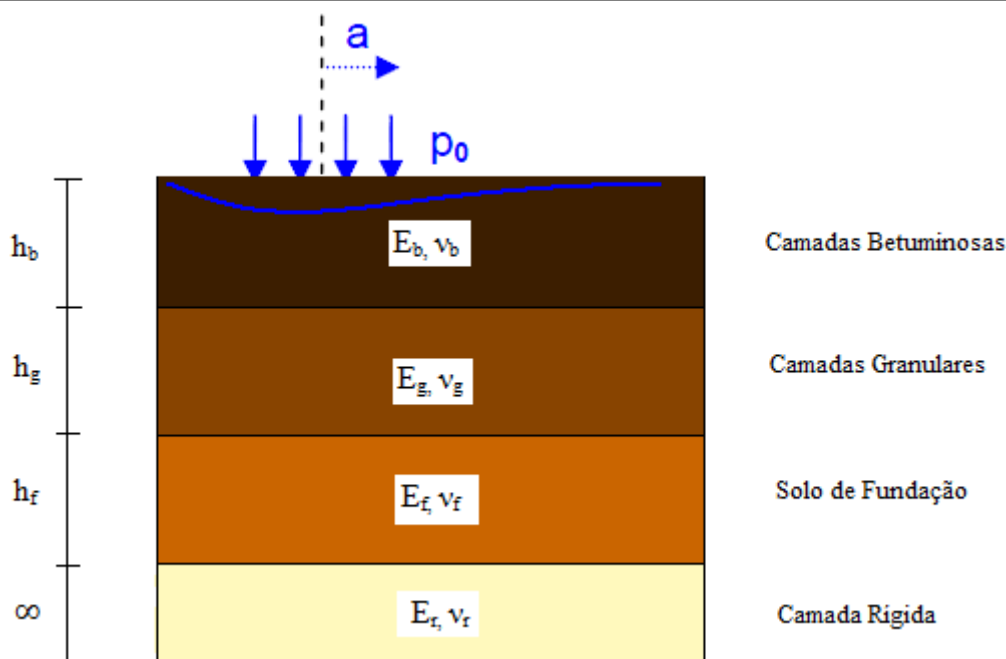


Figura 4.1 – Modelo de resposta de uma estrutura de pavimento flexível.

A utilização de um modelo de resposta da estrutura de um pavimento existente assenta na realização de ensaios de carga não destrutivos *in situ*, sendo a definição do modelo elaborada através de um processo iterativo, onde as características geométricas e as propriedades dos materiais constituintes do modelo vão convergindo, até serem atingidos resultados próximos do cálculo analítico e dos ensaios *in situ*.

4.2 Modelos de Resposta da Via-Férrea

Sucintamente pode-se dizer que um modelo de resposta não é mais do que um algoritmo computacional, que fornece a resposta da estrutura para uma determinada carga ao nível das tensões, extensões e deformações (Fontul, 2004).

No que concerne às vias-férreas é difícil traduzir por um modelo matemático o seu comportamento, devido à complexidade do sistema, pois a constituição deste tipo de infraestruturas apresenta diversos elementos de características muito díspares, sendo que muitas das vezes não se possui informação suficiente sobre o comportamento de cada um dos elementos, em separado ou em conjunto. Por outro lado, as características das solicitações, ou seja, cargas rolantes variáveis e repetidas, induzem estados de tensão sucessivamente distintos. No entanto, o dimensionamento da subestrutura deste tipo de vias, nomeadamente as camadas de apoio e de fundação, podem ser executadas com recurso a modelos mecanicistas utilizados para estruturas rodoviárias e aeroportuárias (Fortunato, 2005).

4.2.1 Modelos Clássicos

Usualmente, os modelos de análise clássicos dividem-se em dois grupos. O primeiro admite a hipótese de os carris poderem ser representados por uma viga de comprimento infinito, apoiada continuamente em meio elástico, homogêneo e isotrópico que vulgarmente é designado por modelo de *Winkler*. O segundo grupo admite a hipótese de os carris serem representados por uma viga contínua com apoios discretos equidistantes assentes em meio elástico, homogêneo e isotrópico, trivialmente conhecido por modelo de elemento discreto (Teixeira, 2003), (Fortunato, 2005), (Vale, 2010) e (Fernandes J. , 2011).

▪ Modelo de *Winkler*

O modelo de *Winkler* (Figura 4.2), que data de 1867, diferencia-se pela simplicidade, dado que representa exclusivamente o carril, sendo todos os elementos sob o carril simulados por molas, de modo contínuo, representando assim a rigidez equivalente dos mesmos (Vale, 2010).

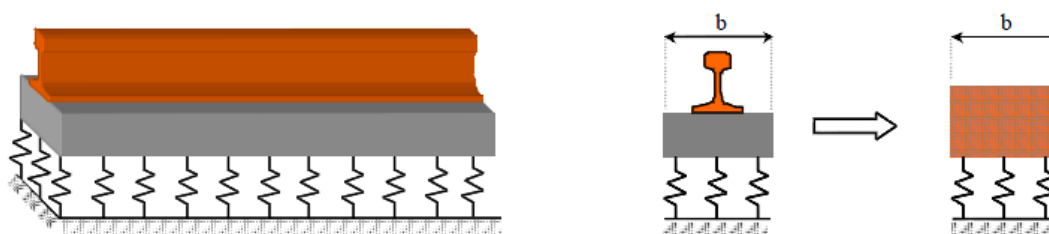


Figura 4.2 – Modelo de *Winkler* (Teixeira, 2003).

Na Figura 4.3 encontram-se descritos os parâmetros que representam as características resistentes da via, nomeadamente o módulo da fundação (C), também conhecido por coeficiente de balastro, ou a rigidez contínua do apoio (u), igualmente designado por módulo da via (Vale, 2010).

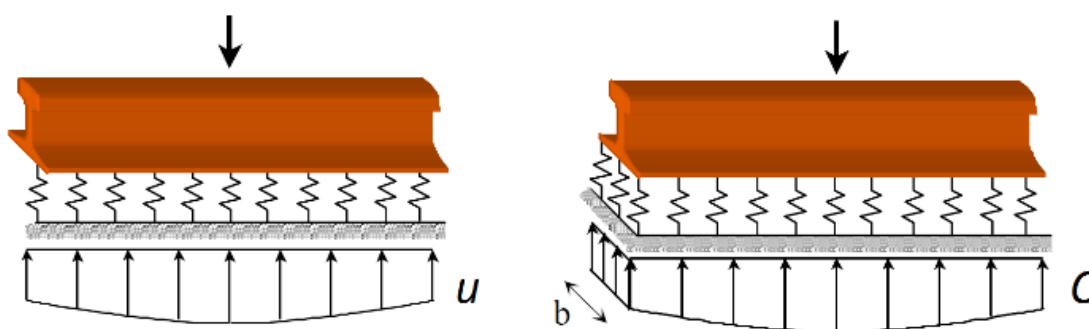


Figura 4.3 – Modelo de via sobre meio elástico (Fernandes J. , 2011).

▪ Modelo de Apoio Discreto

A característica do método de apoio discreto (Figura 4.4), à semelhança do modelo de *Winkler*, é a sua simplicidade. O carril é apoiado de modo discreto sobre molas com espaçamento d . O parâmetro

K_{eq} é definido como a rigidez vertical da via em cada apoio, sendo o carril considerado como uma viga infinita, apoiado de modo discreto sobre apoios elásticos (Vale, 2010).

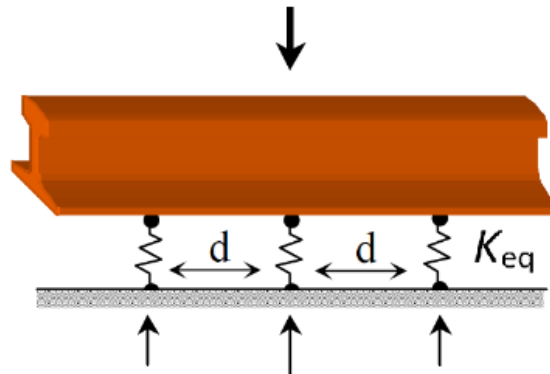


Figura 4.4 – Modelo de carril apoiado discretamente (Fernandes J. , 2011).

As grandezas C e K_{eq} baseiam-se na afetação do módulo da via a uma determinada largura fictícia do apoio sob o carril (b) e a um segmento de via, que corresponde à distância entre travessas (d). Num estudo feito por (Teixeira, 2003) encontra-se elaborada uma análise crítica destes parâmetros.

A rigidez vertical da via de um determinado apoio, pode ser avaliada tendo como ponto de partida a rigidez vertical dos vários constituintes da via, como se pode vislumbrar na equação abaixo.

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_{sb}} + \frac{1}{K_f}$$

Onde,

- K_p – Rigidez da palmilha;
- K_b – Rigidez do balastro;
- K_{sb} – Rigidez do sub-balastro;
- K_f – Rigidez da fundação.

Os três parâmetros C , u e K_{eq} não devem ser confundidos com a rigidez vertical da via (K_v), a qual traduz a capacidade resistente à deformação vertical da estrutura ferroviária. Esta pode ser definida como a relação entre a carga pontual aplicada sobre a superfície do carril, e o deslocamento máximo produzido no conjunto da via (Figura 4.5) (Teixeira, 2003).

$$K_v = \frac{Q}{y_{m\acute{a}x}}$$

Sendo,

- Q – Carga aplicada;
- $y_{m\acute{a}x}$ – Deslocamento máximo.

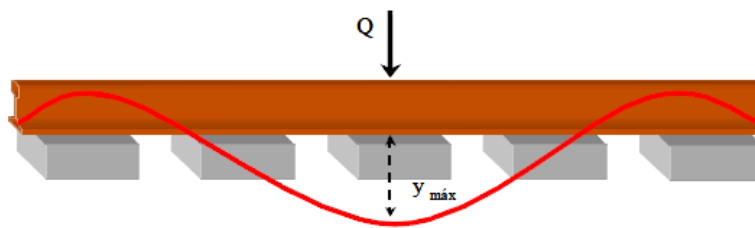


Figura 4.5 – Rigidez vertical da via (Teixeira, 2003).

4.2.2 Modelo Elástico Linear

Para a caracterização do comportamento elástico linear de qualquer material isotrópico, é necessário considerar duas constantes elásticas, independentes entre si, e a massa volúmica do material (Vale, 2004). Das quatro constantes elásticas que existem, nomeadamente o módulo de deformabilidade (E), o módulo de distorção (G), o módulo de compressibilidade volumétrica (K) e o coeficiente de *Poisson* (ν), apenas são considerados, na caracterização mecânica dos materiais (isotrópicos), o módulo de deformabilidade e o coeficiente de *Poisson*.

▪ Semi-Espaço de *Boussinesq*

Através do auxílio das equações de equilíbrio, de compatibilidade e das equações constituintes dos materiais da teoria da elasticidade, *Boussinesq*, no ano de 1885, desenvolveu as expressões que permitem calcular analiticamente os deslocamentos, deformações e tensões em função da profundidade e da distância radial induzidos por uma carga pontual vertical (P), como se pode ver na Figura 4.6. A dita carga pontual, atua sobre a superfície de um maciço semi-infinito com material elástico linear, homogéneo e isótropo. Posteriormente, desenvolveram-se as equações que permitiam a consideração de carga linear e uniformemente distribuída numa área circular. Mais tarde, desenvolveu-se a metodologia para a carga de placa rígida (Antunes M. , 1993), (Fontul, 2004) e (Fortunato, 2005).

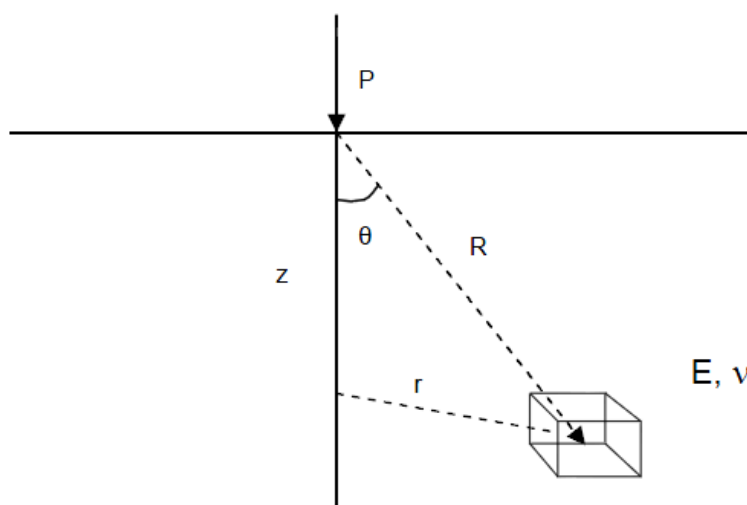


Figura 4.6 – Modelo de *Boussinesq* para uma carga pontual (Fontul, 2004).

Neste modelo são assumidas várias concepções para a modelação da estrutura do pavimento, sobretudo ao nível da correlação entre as características dos materiais e as dimensões geométricas, de forma a simplificar a modelação.

As equações de *Boussinesq* são muito utilizadas em programas de retro análise. No entanto, a necessidade para uma modelação mais adequada da resposta da estrutura, e a contínua evolução ao nível computacional, levaram ao desenvolvimento de modelos de sistemas multicamadas (Fontul, 2004).

▪ **Modelo Multicamadas**

O modelo de cálculo de uso mais generalizado na análise estrutural de pavimentos é o modelo de *Burmister* (Antunes M. , 1993), baseado na teoria da elasticidade. Este modelo contempla várias considerações: os materiais das diversas camadas serem homogéneos, isotrópicos e elásticos, não sendo considerado o efeito de inércia; as camadas serem consideradas contínuas, horizontais e infinitas; todas as camadas terem espessura finita, exceto a fundação, a qual é considerada como meio espaço semi-infinito; a carga à superfície ser uniformemente distribuída sobre uma área circular, e o sistema ser considerado axi simétrico (Fontul, 2004).

A utilização dos modelos multicamadas, têm-se generalizado na modelação estrutural de pavimentos rodoviários, no entanto, denotam algumas limitações, dado que não permitem a consideração de leis constitutivas dos materiais realistas (comportamento não linear dos materiais granulares, comportamento viscoelástico do material betuminoso), nem consideram as solicitações dinâmicas. Os programas mais conhecidos, tendo por base esta teoria são, por exemplo, o *ELSYM 5* e o *BISAR 3.0*, sendo este último utilizado neste trabalho (Fontul, 2004).

▪ **Método da Espessura Equivalente**

O método da espessura equivalente, também conhecido por método de *Odemark*, baseia-se na transformação de um sistema de camadas com diferentes módulos, num sistema onde todas as camadas possuem o mesmo módulo, onde possam ser utilizadas as equações de *Boussinesq*. Tem como pressupostos, o facto das tensões e as deformações abaixo de uma camada dependerem apenas dessa mesma camada. Admite-se que uma camada de módulo de deformabilidade E_1 , de espessura h_1 e um coeficiente de *Poisson* ν_1 , pode ser análoga a uma camada de outro material caracterizado por E_2 e ν_2 , com uma espessura equivalente h_2 , desde que tenham a mesma rigidez de flexão D (Figura 4.7) (Antunes M. , 1993) e (Fontul, 2004).

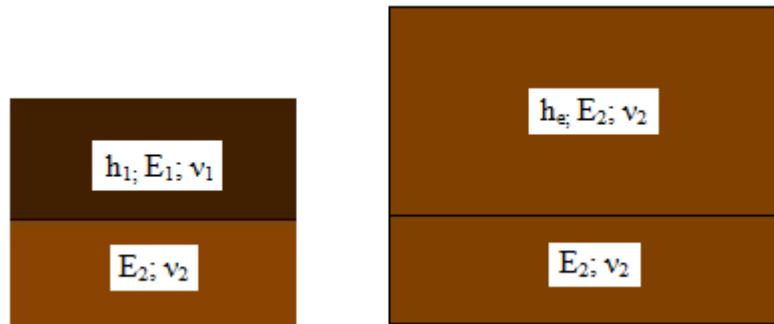


Figura 4.7 – Método de Odemark.

Considerando estas hipóteses, a espessura equivalente (h_e) da camada pode ser determinada usando as seguintes formulações matemáticas:

$$D = \frac{h^3 E}{12(1 - \nu^3)}$$

Onde a rigidez de flexão D_1 é igual a D_2 .

Assim sendo, obtém-se a seguinte equação:

$$h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \frac{1 - \nu_2^2}{1 - \nu_1^2}}$$

O rigor dos resultados obtidos com este método varia entre os 89% e os 92% dos valores obtidos, tendo em conta a teoria da elasticidade (Fontul, 2004). Assim sendo, pode-se concluir que se trata de uma solução atrativa.

4.2.3 Modelo Elástico Não Linear

A elasticidade não linear é semelhante à linear, contudo, o módulo de elasticidade é substituído pelo de resiliência. Este módulo depende essencialmente da competência dos materiais armazenarem energia de deformação, relacionando-se o registo de deformações sofridas num material no tempo, com o estado de tensões ao qual um material está sujeito, e com as condições geométricas do elemento estrutural (Alves J. , 2010). Este parâmetro é normalmente calculado em laboratório através de ensaios triaxiais, por aplicação de cargas cíclicas a amostras sujeitas a determinadas condições de fronteira.

Dentro dos vários modelos elásticos não lineares, destacam-se os de maior utilização, nomeadamente (Alves J. , 2010):

- *Modelo $k - \theta$;*
- *Modelo de Boyce;*
- *Modelo Hoff;*

- *Modelo Bi-linear;*
- *Modelo $k - G$;*
- *Modelo Hiperbólico;*
- *Modelo de rigidez (na hipótese dos pequenos deslocamentos);*
- *Modelo Puzrin e Burland.*

Na realidade, os materiais denotam um comportamento que depende do seu estado de tensão, tendo maior relevância para materiais granulares e solos coesivos. Consoante a granulometria e o teor de humidade, o módulo de deformabilidade pode aumentar ou diminuir (Fontul, 2004).

Para materiais granulares o módulo é assumido como sendo função da tensão volumétrica, ou primeira invariante da tensão ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). O módulo de resiliência (M_r), usando o modelo $k - \theta$, é apresentado da seguinte forma:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2}$$

Onde,

- k_1 – Constante que depende do tipo de material, variando entre 1600 e 9000;
- k_2 – Constante que depende do tipo de material, variando entre 0,4 e 0,7.

No que diz respeito a materiais coesivos, a não linearidade é geralmente expressa pela seguinte formulação:

$$M_r = k_1 \sigma_d^{k_2} = k_1 (\sigma_1 - \sigma_3)^{k_2}$$

Sendo,

- σ_d – Tensão deviatória;
- k_2 – É negativo, onde o módulo decresce com o aumento da σ_d .

O modelo desenvolvido por *Uzan* encontra-se mais próximo da realidade, assumindo que o módulo de resiliência depende tanto do primeiro invariante da tensão, como também da tensão deviatória (Fontul, 2004), assim:

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \sigma_d^{k_3}$$

Ou ainda, na sua forma inicial:

$$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a} \right)^{k_3}$$

Onde,

- P_a - Pressão atmosférica, tendo o valor de 100 KPa.

Esta equação pode ser utilizada como um modelo universal, em qualquer tipo de solo ou material granular (Fontul, 2004).

Já o modelo concebido por *Boyce* tem em conta o efeito da trajetória da tensão, o que faz com que o módulo de compressibilidade volumétrica K , e o módulo de distorção G , sejam função do primeiro invariante da tensão (θ) e da tensão deviatória (σ_d), obtendo-se assim:

$$K = \frac{\theta}{\varepsilon_v} \quad e \quad G = \frac{\sigma_d}{3\varepsilon_q}$$

Sendo,

- ε_v – Extensão volumétrica;
- ε_q – Extensão de distorção.

Os valores de K e G podem ser relacionados com a tensão aplicada, através das equações abaixo enunciadas:

$$K = \frac{K_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{1-n}}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_d}{\theta} \right)^2}$$

$$G = G_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{1-n}$$

$$\beta = (1 - n) \frac{K_a}{6G_a}$$

Onde,

- K_a , G_a e n - Constantes;
- P_a - Pressão atmosférica, tendo o valor de 100 KPa.

Este modelo sofreu aperfeiçoamentos considerando a anisotropia, através da impregnação de um coeficiente de anisotropia (γ) à tensão principal máxima (σ_1).

Na generalidade dos programas de retro análise, as camadas são consideradas como elásticas lineares, ignorando-se o estado de tensão (Fontul, 2004). Ainda assim, existem programas que admitem a consideração do estado de tensão para a camada de fundação, ou até mesmo para todas as camadas, como é o caso do *MODCOMP*.

Nos anos 60, começaram a ser dados os primeiros passos ao nível computacional para a melhor caracterização da não linearidade dos materiais, através da utilização de elementos finitos. Atualmente, estes tipos de modelos são utilizados para cálculos de retro análise (Almeida, 1993).

4.2.4 Anisotropia

A anisotropia é uma característica do comportamento dos materiais, que geralmente não é considerada na maioria dos modelos multicamadas elásticos, tendo um valor mais acentuado no caso de materiais granulares e solos.

Nos materiais granulares compactados, a anisotropia de comportamento deve-se sobretudo à deposição e compactação do material em camadas, e ao facto de a solicitação ser predominantemente vertical. Assim sendo, torna-se expectável que exista uma maior rigidez na direcção vertical do que na horizontal, vulgarmente designada por anisotropia inerente (Fortunato, 2005).

A anisotropia das características de deformabilidade dos agregados pode influenciar, de forma importante, a resposta mecânica das camadas construídas com estes materiais, assim como a das estruturas em que se inserem (Fortunato, 2005).

4.2.5 Método de Elementos Finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é uma ferramenta muito útil hoje em dia, para estudar diversos problemas de engenharia. O avanço do conhecimento, ao nível de métodos numéricos, bem como a melhoria da capacidade dos computadores, tem dotado este método, nas últimas décadas, de uma significativa importância na análise de estruturas.

A aplicação deste método à via-férrea é mais abrangente e mais moroso que os métodos analíticos, dado que possibilita a consideração de heterogeneidade na geometria da via e a inclusão de diferentes leis constitutivas, representativas do comportamento dos materiais no mesmo modelo.

A análise estrutural pelo método dos elementos finitos tem por base a discretização do domínio a estudar, em subdomínios (elementos finitos) ligados entre si por um número finito de pontos (pontos nodais ou nós). Em cada elemento finito, a variação das variáveis de campo é aproximada por funções dependentes de determinados parâmetros (Antunes M. , 1993).

O método dos elementos finitos é o mais utilizado na análise estrutural, nomeadamente ao nível do estudo dos deslocamentos. Assim sendo, o objetivo passa pela definição de funções de interpolação (polinomiais) dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos, para que a compatibilidade seja garantida em todo o domínio, sendo o equilíbrio assegurado apenas nos pontos nodais (Freire, 2002) e (Fernandes J. , 2011)

Os elementos finitos podem ser de uma, duas ou três dimensões, consoante as necessidades do modelo. O meio contínuo pode ser dividido o número de vezes que for pretendido, dependendo, claro está, da qualidade e nível de rigor dos resultados desejados. Quanto maior for o número de elementos considerados na discretização, maior será a precisão da solução aproximada, se bem que,

com o aumento do refinamento da malha pode estar associada a obtenção de um maior número de equações, o que tornará o processo mais demorado (Fernandes J. , 2011).

Sumariamente, o MEF apresenta como principais vantagens o facto de permitir o estudo de praticamente todas as geometrias, a consideração de uma análise não linear e uma análise dinâmica das estruturas.

4.2.6 Método de Elemento Discreto

O método de elementos discretos é uma abordagem de cálculo capaz de descrever o comportamento de corpos e de materiais descontínuos (como o balastro), a partir da análise do movimento de cada partícula definida por um elemento discreto (Figura 4.8). Assim sendo, o cálculo baseado neste método possibilita uma modelação mais realista do que a fornecida pelo método dos elementos finitos, pois modela os materiais recorrendo às propriedades físicas das suas partículas, tais como a forma, a angulosidade e a distribuição do tamanho das partículas, o grau de compactação e o coeficiente de atrito entre partículas, podendo por isso ser, a longo prazo, um método complementar ao cálculo por elementos finitos (Vale, 2010) e (Fernandes J. , 2011).

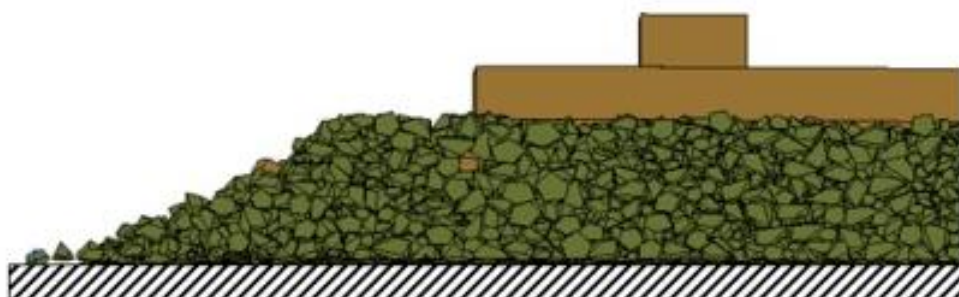


Figura 4.8 – Exemplo de modelação por MED (Tutumluer, 2007).

Existem estudos baseados no MED acerca da plasticidade dos solos, do comportamento do material granular ou sobre determinação de módulos de misturas asfálticas. O método poderá possibilitar a modelação de fenómenos mais complexos, como por exemplo, a previsão direta da deformação permanente induzida pela carga dos rodados. Este método ostenta como ponto menos positivo, a necessidade de grande capacidade computacional (Fontul, 2004).

4.3 Critérios de Ruína

Os pavimentos rodoviários e as vias-férreas são das mais simples estruturas de Engenharia Civil no que se refere à construção. No entanto, estas estruturas são das mais complicadas para projetar e para analisar o seu comportamento, principalmente porque é difícil definir um estado de ruína, o qual, em geral, está ligado a critérios de funcionalidade. A ruína corresponde ao aparecimento de diversos tipos de defeitos, os quais podem afetar a qualidade do transporte, nomeadamente o conforto e economia, bem como a segurança da circulação dos veículos (Fortunato, 2005).

Na avaliação estrutural de um pavimento em serviço, os critérios de dimensionamento são estabelecidos tendo em linha de conta a limitação das deformações no pavimento, as quais motivam o estado de ruína ou o estado crítico da estrutura, no findar do período de vida útil estudado no dimensionamento (Antunes M. , 1993) e (Fontul, 2004). Usualmente, tanto o estado de ruína como o estado crítico são determinados por critérios de fendimento por fadiga, na base das camadas ligadas, bem como, pelo assentamento devido a deformações permanentes no topo da fundação.

Assim, para o dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários, com base na análise estrutural, os locais onde interessa conhecer as tensões, deformações e extensões induzidas pela passagem do tráfego, situam-se na base das camadas ligadas e no topo da fundação. Transpondo esta informação para a subestrutura ferroviária, devido à sua semelhança, para vias com sub-balastro betuminoso, o procedimento acaba por ser idêntico ao referido anteriormente. No que toca ao sub-balastro granular, importa conhecer as extensões no topo da fundação.

Os critérios de ruína da fundação são, geralmente baseados em estudos de desempenho de pavimentos em trechos experimentais, que serviram de base para o estabelecimento de métodos de dimensionamento empíricos, tais como o *CBR* ou o *Road Note 29* (Fontul, 2004). O processo baseia-se no cálculo da extensão vertical induzida pelas aplicações de carga que conduzem ao estado crítico ou de ruína.

O estado de ruína pode ser dividido em dois tipos: o que é causado por fadiga e o que acontece devido a deformações permanentes. Nas Tabela 4.1 e 4.2 são descritas as principais leis utilizadas para o cálculo destes tipos de ruína.

Tabela 4.1 – Principais critérios para leis de fadiga (Fontul, 2004).

Entidade	Lei de Fadiga
Shell	$\varepsilon_f = (0,856 V_b + 1,08)E^{-0,36}N_f^{-0,2}$
Nottingham	$\varepsilon_f = \varepsilon_6 N_f^{-(5,13 \log(V_b) + 8,63 \log(RB) - 15,8)^{-1}}$
Asphalt Institute	$\varepsilon_f = 0,0016 N_f^{-0,21}$
LCPC	$\varepsilon_f(T, F_r) = k_r k_c k_s \varepsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \left(\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(T)} \right)^{0,5} \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^b$
CRR	$\varepsilon_f = G(B') \frac{V_b}{V_b + V_v} 2,718^{(-5 \frac{V_a}{100})} \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^{-a}$

Sendo,

- ε_f – Extensão máxima horizontal de tração na base das camadas betuminosas;
- N_f – Número admissível de passagens de eixo padrão (fadiga);
- V_b – Percentagem volumétrica de betume;
- AB – Ponto de amolecimento anel e bola;
- E – Módulo de deformabilidade;
- T – Temperatura de referência;
- V_b – Extensão correspondente à vida de fadiga de 10^6 ciclos.

$$\log \varepsilon_6 = \left(\frac{14,39 \log(V_b) + 24,2 \log(RB) - 46,82}{5,13 \log(V_b) + 8,63 \log(RB) - 15,8} \right)$$

- $k_r k_c k_s$ – Fatores de correlação;
- V_a – Percentagem volumétrica de agregados;
- V_v – Volume de vazios;
- B' – Susceptibilidade de penetração do betume ao tempo de carga;
- G – Coeficiente dependente de B' .

$$a = 0,194 B' + 0,3 \frac{V_a}{100} - 0,109$$

Tabela 4.2 – Principais critérios para leis de deformação permanente (Fontul, 2004).

Entidade	Lei de Deformação Permanente
Shell	$\varepsilon_z = k_1 N_z^{-0,25}$
Nottingham	$\varepsilon_z = 0,0216 N_z^{-0,28}$
Asphalt Institute	$\varepsilon_z = 0,0105 N_z^{-0,223}$
LCPC	Pavimentos novos: $\varepsilon_z = 0,021 N_z^{-0,24}$
	Reforços de pavimentos: $\varepsilon_z = 0,028 N_z^{\frac{-1}{4,1}}$
CRR	$\varepsilon_z = 0,011 N_z^{-0,23}$

Sendo,

- ε_z – Extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação;
- N_z – Número admissível de passagens de eixo padrão (deformação permanente);
- $k_1 = 1,8 \times 10^{-2}$ para 5% de probabilidade de ruína;
- $k_1 = 2,1 \times 10^{-2}$ para 10% de probabilidade de ruína;
- $k_1 = 2,8 \times 10^{-2}$ para 15% de probabilidade de ruína.

No caso de estudo para a avaliação da vida útil, foi aplicada a lei de deformação permanente da Shell, considerando uma probabilidade de ruína de 10% (ver Tabela 4.2), dado que se trata de uma estrutura constituída por camadas não ligadas.

5 Avaliação da Capacidade de Carga com o Defletómetro de Impacto

5.1 Considerações Gerais

A avaliação da capacidade de carga de infraestruturas e o controlo da qualidade na execução de terraplanagens, no âmbito da construção de infraestruturas de transportes, baseiam-se no estabelecimento de valores mínimos do módulo de deformabilidade equivalente medido no topo das camadas, através de ensaios não destrutivos (Fortunato, 2005).

Neste capítulo é efetuada uma descrição mais pormenorizada do Defletómetro de Impacto, apesar de já ter sido elaborada uma ligeira descrição deste equipamento no capítulo 3, onde se abordam principalmente os aspetos relacionados com a sua utilização.

5.2 Funcionamento do Equipamento

Hoje em dia, o equipamento mais utilizado na medição de deflexões, no âmbito do estudo da avaliação da capacidade de carga em pavimentos rodoviários e aeroportuários, denomina-se de Defletómetro de Impacto, ou na literatura inglesa, *Falling Weight Deflectometer – FWD*.

Como é referido no capítulo 3, por volta dos anos 60, em França, mais concretamente no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)*, o que equivale ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Portugal, foi concebido o Defletómetro de Impacto. No entanto, a sua utilização não decorreu da forma como se esperava, devido às dificuldades na medição das deflexões. Decorridos dez anos, ou seja, em 1970, esta ideia foi retomada e desenvolvida em países do norte da Europa, nomeadamente na Holanda e Dinamarca, destacando-se a Shell, uma das primeiras empresas a utilizar o equipamento na avaliação da capacidade de carga, isto na Holanda, sendo que os primeiros modelos comerciais foram fabricados na Dinamarca, designadamente o *PHONIX* e *DYNASTEST*. Em 1976, realizam-se ensaios com o modelo *KUAB*, na Suécia. Decorridos cerca de onze anos, no ano de 1987, a *Foundation Mechanics Inc*, sediada nos E.U.A, iniciou a produção do modelo *JILS-FWD*.

No continente asiático, mais propriamente no Japão, também foram desenvolvidos equipamentos pela *KAMATSU*. Dos vários países anteriormente referidos, aqueles que mais apostaram no fabrico próprio foram o Japão e a Holanda, se bem que, presentemente, os modelos mais “universais” são produzidos pela *DYNASTEST*, *CARL BRO* (antigo *PHONIX*) e *KUAB* (Antunes M. , 1993), (Fontul, 2004), (Govind, 2010) e (Fernandes J. , 2011).

Existem versões, em que todo o equipamento de ensaio encontra-se incorporado num veículo adaptado, se bem que o Defletómetro de Impacto normalmente é montado num atrelado, onde está instalado o sistema de geração de carga, bem como os dispositivos que permitem medir as deflexões, denominados de geofones. O controlo do ensaio e o registo dos resultados executam-se através de

dispositivos computacionais, os quais se encontram embutidos no interior do veículo rebocador (Fontul, 2004).

O ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto consiste na aplicação, à superfície do pavimento, de uma força de impulso gerada pela queda de uma massa a uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores, e na consequente medição das deflexões. Através de uma placa circular com 30 ou 45 cm de diâmetro, a força de impulso é transmitida ao pavimento, sendo que esta força varia ao longo do tempo, de forma a simular a transmissão de pressão dos rodados de um veículo em andamento, a velocidades compreendidas entre os 60 e 80 Km/h. O valor de pico da força é variável consoante a massa cadente, a altura de queda e o número de amortecedores (Antunes M. , 1993), pelo que, estes três fatores podem ser ajustados no ensaio. O pico da força pode atingir valores compreendidos entre os 20 e 150 kN, se bem que existem defletómetros pesados, os *HWD*, capazes de gerar forças de impulso até 250 kN, ou ainda, os super pesados designados por *SHWD*, que podem mesmo chegar aos 300 kN, utilizados no ensaio de pavimentos aeroportuários (Antunes M. , 1993), (Fontul, 2004), (Govind, 2010) e (Fernandes J. , 2011).

As deflexões são medidas com o recurso a sensores ou transdutores no local onde é aplicada a carga, em pontos distribuídos por uma viga (Figura 5.1). O número de pontos a considerar e o seu afastamento varia consoante o ensaio que é pretendido, bem como, com as características da estrutura. Existem dois tipos de transdutores utilizados no Defletómetro de Impacto, designadamente: o geofone, o qual mede as velocidades da superfície do pavimento e as converte em deflexões por integração do sinal e o sismómetro, que como o próprio prefixo indica, é um transdutor de deslocamentos sísmicos que mede diretamente as deflexões na superfície do pavimento (Fontul, 2004), (Govind, 2010) e (Fernandes J. , 2011).



Figura 5.1 – Geofones num Defletómetro de Impacto.

A Figura 5.2 apresenta um esquema com o princípio de execução do ensaio de carga, recorrendo ao Defletómetro de Impacto.

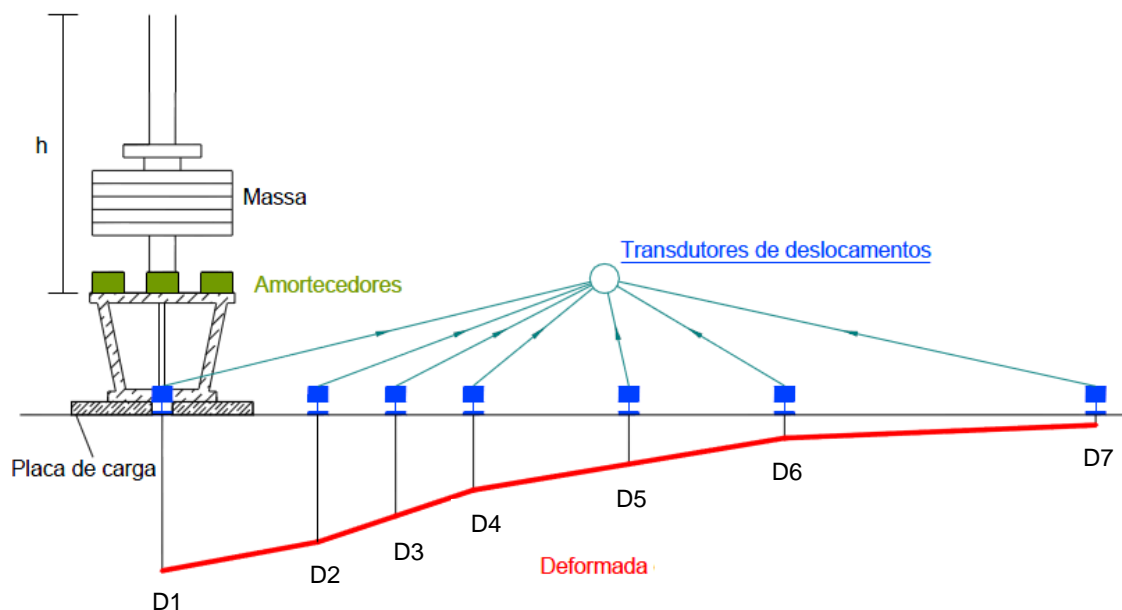


Figura 5.2 – Ensaio de carga com Defletómetro de Impacto (Domingos, 2007).

O equipamento é posicionado sobre o ponto da superfície do pavimento a ser ensaiado. Seguidamente, a placa de carga, bem como os dispositivos de medição das deflexões são assentes na superfície do pavimento, iniciando-se assim o ensaio com a aplicação de dois ou mais impactos gerados pela queda da massa, pois o primeiro impacto tem o papel de ajustar a placa de carga à superfície do pavimento. Terminado este processo, os dispositivos são elevados e o equipamento é deslocado para o ponto de ensaio seguinte (Domingos, 2007).

No decorrer do ensaio, na fase em que se procede ao posicionamento dos transdutores, na eventualidade de algum sensor ficar mal aplicado na superfície a analisar, principalmente no que toca a superfícies irregulares, o programa de aquisição de dados tem a capacidade de identificar a anomalia, inteirando assim o operador da necessidade de repetir novamente o ensaio (Govind, 2010).

Verificam-se também pequenas variações da força de pico aplicada a uma determinada altura de queda, variações essas, que podem estar associadas às características da deformabilidade do meio ensaiado, à presença de atrito no sistema de guiamento da massa cadente e à variação da deformabilidade dos amortecedores com a temperatura. Com o intuito de contrabalançar essas variações, torna-se necessário proceder à normalização das deflexões obtidas para as forças pretendidas, através da seguinte formulação matemática:

$$D_n = D_m \frac{F_p}{F_m}$$

Onde,

- D_n – Deflexão normalizada;
- D_m – Deflexão medida;
- F_p – Força padrão, de normalização;
- F_m – Força medida.

Na interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de carga, utilizam-se modelos de comportamento estrutural para calcular a resposta do pavimento à solicitação aplicada no dito ensaio, que é confrontada com a resposta medida no ensaio. Assim sendo, e recorrendo à retro análise, pretende-se encontrar o conjunto de módulos de deformabilidade das camadas dos pavimentos a que corresponde uma deformada teórica semelhante à do ensaio (Domingos, 2007).

Um parâmetro muito importante nestes ensaios é a temperatura, pois quanto menor for a temperatura, menores serão as deflexões obtidas. Assim sendo, para se proceder a uma correta interpretação dos resultados para a análise do comportamento do pavimento, é necessário o conhecimento do valor da temperatura de ensaio.

Este equipamento permite avaliar as condições de fundação, das camadas de base e sub-balastro e determinar, como é dito anteriormente, o comportamento estrutural do pavimento, nomeadamente os módulos de deformabilidade das várias camadas que o constituem, permitindo efetuar estudos de conformidade relativamente a determinados projetos e de possíveis reforços a efetuar no local. De notar, que os resultados alcançados com o *FWD* são bastante fiáveis, para além dos ensaios serem realizados de uma forma célere e com elevado rendimento, atendendo ao facto de ser um ensaio estático, apesar da carga aplicada ser dinâmica (Alves T. , 2007).

No que respeita à duração do ensaio, este é de aproximadamente 5 minutos, contabilizando-se desde logo o impacto para o ajuste da placa de carga. A configuração do ensaio e do sistema de aquisição de dados tem como pressupostos a sua realização no início da campanha e uma vez por dia, tendo uma duração média de aproximadamente 30 minutos, para a dita configuração do equipamento, e de 2 a 3 minutos no que toca à configuração do programa de aquisição de dados. A calibração de um equipamento, seja ele qual for, para um ensaio é de vital importância, de maneira a que os resultados daí advindos sejam fidedignos, e assim se possa efetuar uma comparação à escala. Tem-se o exemplo do programa *LTPP, Long-Term Pavement Performance*, desenvolvido no continente Norte Americano onde foram criados protocolos de calibração adaptáveis a todos os Defletómetro de Impacto, tendo posteriormente sido adotados pelos centros de calibração de *FWD* da *AASHTO* (Govind, 2010).

Presentemente o LNEC encontra-se munido de dois Defletómetro de Impacto, sendo um deles o *KUAB 150* (ver Anexo I), adquirido na década de 80, e um modelo mais recente, denominado de *FWD HWD PRI 2100 TRAILER (PRI 2100)* da *Grontmij* (Figura 5.3).



Figura 5.3 – Defletómetro de impacto *PRI 2100* a realizar ensaios numa secção do caso de estudo.

O Defletómetro de Impacto *PRI 2100*, desenvolvido pela Carl Bro, ostenta uma gama de dois tipos de carregamentos possíveis, sendo estes compreendidos entre os 10 e 250 kN, com uma utilização mais efetiva em pavimentos rodoviários, onde a aplicação de carga tem uma variação de 10 a 65 kN para analisar a capacidade de suporte de veículos rodoviários. No que concerne aos pavimentos aeroportuários, são testados aviões como o Boing 747, o Airbus 380 e ainda outro tipo de aeronaves, onde a variação da capacidade de carga é delimitada entre os 65 e os 250 kN (Bro, 2006). Seguidamente encontram-se descritas na Tabela 5.1 as características deste Defletómetro de Impacto, por ter sido o equipamento utilizado no presente estudo.

Tabela 5.1 – Especificações técnicas do *FWD HWD PRI 2100 TRAILER* [adaptado de (Alves T. , 2007)].

Dimensões	
C x L x A (m)	4,30 x 1,84 x 1,30
Peso	1180 Kg
Número de eixos	2
Características de carga	
Intervalo de carga	7 - 250 KN
Duração da aplicação da carga	20 - 30 mseg
Sensores de deslocamento	
Tipo de sensor	Geofones
Número de sensores	9
Sensores de temperatura	
Número de sensores	1 normal e 3 opcionais
Intervalo de medição de temperaturas	0°C a 45°C

A principal característica do *PRI 2100* é o facto de não ser necessário investir num novo equipamento, bastando aperfeiçoá-lo quando é necessário, através, por exemplo, da adição de mais geofones, células de carga ou mesmo de mais peso.

5.3 Avaliação do Desempenho

O ensaio com o *FWD* permite obter bacias de deflexão (Figura 5.4) que traduzem o comportamento estrutural dos pavimentos. Estas bacias são usadas, através do processo de retro análise, para estabelecer o modelo estrutural, estimando os módulos de deformabilidade de cada camada que constitui a subestrutura.

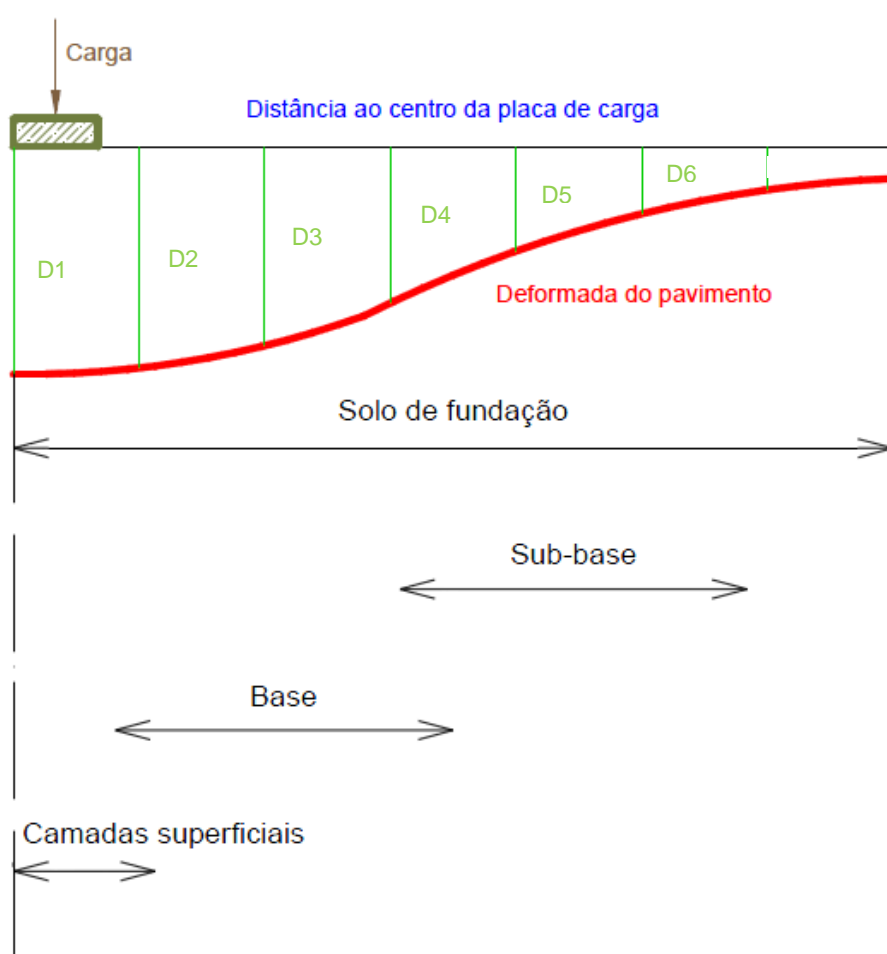


Figura 5.4 – Influência das diferentes camadas na bacia de deflexão (Domingos, 2007).

No entanto, são apontados alguns problemas para a estimativa dos módulos de deformabilidade a partir das deflexões medidas em ensaios de carga, através de programas de interpretação automática, tais como (Antunes & Almeida, 1996) e (Fontul, 2004):

- A solução do problema de estimativa dos módulos de deformabilidade das camadas não ser única, podendo existir vários conjuntos de módulos de deformabilidade das camadas. Assim, por vezes os valores obtidos para os módulos não estão de acordo com a natureza e estado das camadas que constituem a infraestrutura, pelo que se considera necessário que o utilizador possua uma certa experiência, de modo a selecionar uma combinação de módulos razoável. Alguns dos programas existentes para a interpretação dos ensaios permitem estabelecer valores limites, máximos e mínimos, para os módulos de cada camada.
- A estimativa de módulos em pavimentos que possuem camadas finas ou camadas sucessivas com características semelhantes reveste-se de dificuldades de ordem numérica. Nesses casos, por norma, é difícil determinar com precisão a contribuição de cada camada para o funcionamento global da estrutura do pavimento, quer por ser reduzida (caso das camadas finas) quer por ser difícil de individualizar (caso de camadas adjacentes com características semelhantes). Para evitar este problema, as camadas de desgaste, de regularização e de base são frequentemente assimiladas a uma única camada de material betuminoso para efeitos de avaliação da capacidade de carga.
- Quando se realiza a interpretação de resultados de ensaios de carga, utilizando modelos de camada elásticos lineares, há que ter em atenção que a camada de solo de fundação raramente se pode considerar simplesmente como uma camada elástica homogênea e semi-infinita na direção vertical. De qualquer forma, é natural que existam, a uma certa profundidade, camadas de rocha ou de solos com melhores características de deformabilidade que a camada superficial. A não consideração de camadas de solo com deformabilidade variável, quer esta variação seja atribuída ao comportamento não linear ou à existência de substratos menos deformáveis, conduz a valores de módulos muito elevados, em contradição com o tipo de comportamento geralmente exibido por estes materiais.

A avaliação da qualidade e do desempenho de um pavimento pode ser efetuada diretamente através da rigidez ou do módulo de deformabilidade. No entanto, os métodos baseados nas deflexões são vistos como um complemento no controlo de qualidade, não substituindo métodos existentes. Os parâmetros convencionais de medição, nomeadamente o teor de humidade, densidade, índice de plasticidade entre outros, auxiliam na localização de materiais e na obtenção de uma compactação mais fidedigna desses mesmos materiais, resultando assim numa maior rigidez, e conseqüentemente num melhoramento da capacidade de carga.

O conhecimento da espessura de cada camada é determinante para todo o processo de análise estrutural. Assim, para além da realização de poços para vislumbrar e mensurar a espessura das camadas, recorre-se também ao radar de prospeção (Fontul, 2004) e (Fortunato, 2005).

5.4 Análise dos Resultados

Como anteriormente é dito, o processo de retro análise permite estimar os módulos de deformabilidade com base nas bacias de deflexões resultantes do registo do *FWD* (Almeida, 1993), (Antunes M. , 1993), (Fontul, 2004) e (Fernandes J. , 2011).

Com o intuito de auxiliar o processo de iteração, as diferenças entre as deflexões calculadas e as medidas no ensaio podem ser expressas com recurso a uma função de erro, a qual é apresentada no capítulo 6.

Posteriormente é adotada a combinação de módulos de deformabilidade que melhor caracteriza o comportamento da subestrutura.

O processo em si é realizado manualmente, no entanto, existem programas de cálculo automático que definem um conjunto de módulos de deformabilidade iniciais a partir das deflexões obtidas nos ensaios, vulgarmente designados por módulos semente (Antunes M. , 1993) e (Fernandes J. , 2011).

Baseada na teoria multicamadas, onde a análise estrutural dos pavimentos é estática e apenas se considera o comportamento elástico linear dos materiais, a retro análise surge munida de programas computacionais, de maneira a acelerar o processo. Assim sendo, e em contraponto com o que é dito, o comportamento não linear dos materiais bem como as ações dinâmicas não são consideradas para além de outros aspetos como as descontinuidades existentes nos pavimentos.

6 Caso de Estudo

6.1 Descrição do Caso de Estudo

No presente capítulo encontra-se descrito um estudo realizado num trecho de ferrovia recentemente construído, sendo que esse estudo consistiu na análise da sua subestrutura, designadamente as camadas de sub-balastro, coroamento e fundação. A realização deste estudo detinha como pressupostos a avaliação da capacidade de carga do troço de infraestrutura ferroviária, através da realização de cálculos de retro análise, tendo como base os ensaios de carga realizados com o Defletómetro de Impacto, e consequente interpretação dos resultados daí advindos.

Os ensaios *in situ*, remontam ao período entre novembro de 2008 e junho de 2009, tendo estes sido realizados pelo LNEC. Assim, foram aplicados métodos não destrutivos, pois as camadas da subestrutura encontravam-se concluídas, não tendo assim havido a possibilidade da realização de furos de sondagem de modo a ratificar os resultados obtidos. Ainda assim, e devido à pronta disponibilidade por parte da REFER, entidade responsável pela infraestrutura, foi possível obter características físicas e mecânicas dos materiais e das camadas aquando da construção da infraestrutura, características essas que se encontram apresentadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Alguns dos requisitos mínimos de Projeto relativos às camadas estruturais da plataforma (UIC719R, 2008).

Camada	Classes dos materiais	Espessura (m)	Material/Tratamento utilizado	Compactação relativa – Ensaio Proctor Modificado (OPM)	Módulo de deformabilidade no topo da camada (EV)
Sub-balastro	-	0,30	ABGE	≥ 98%	≥ 120 MPa
Coroamento	QS2	0,20	ABGE	≥ 97%	≥ 75 MPa
	QS1	0,35	ABGE		
	QS0	0,50	ABGE		
Aterro (PSA)	-	0,50	Equivalente QS2	≥ 95%	≥ 60 MPa
Escavação (Fundação)	-	0,30	Escarificação dos solos		

Optou-se por colocar um agregado britado de granulometria extensa (ABGE) na camada de coroamento devido à inexistência de solos da classe Q_{S3} , à data da sua colocação.

6.2 Ensaios realizados

Na Figura 6.1 apresenta-se um esquema representativo da metodologia preconizada no método de avaliação da capacidade de carga da infraestrutura estudada. Mais à frente este fluxograma voltará a ser objeto de análise separadamente para cada uma das etapas.

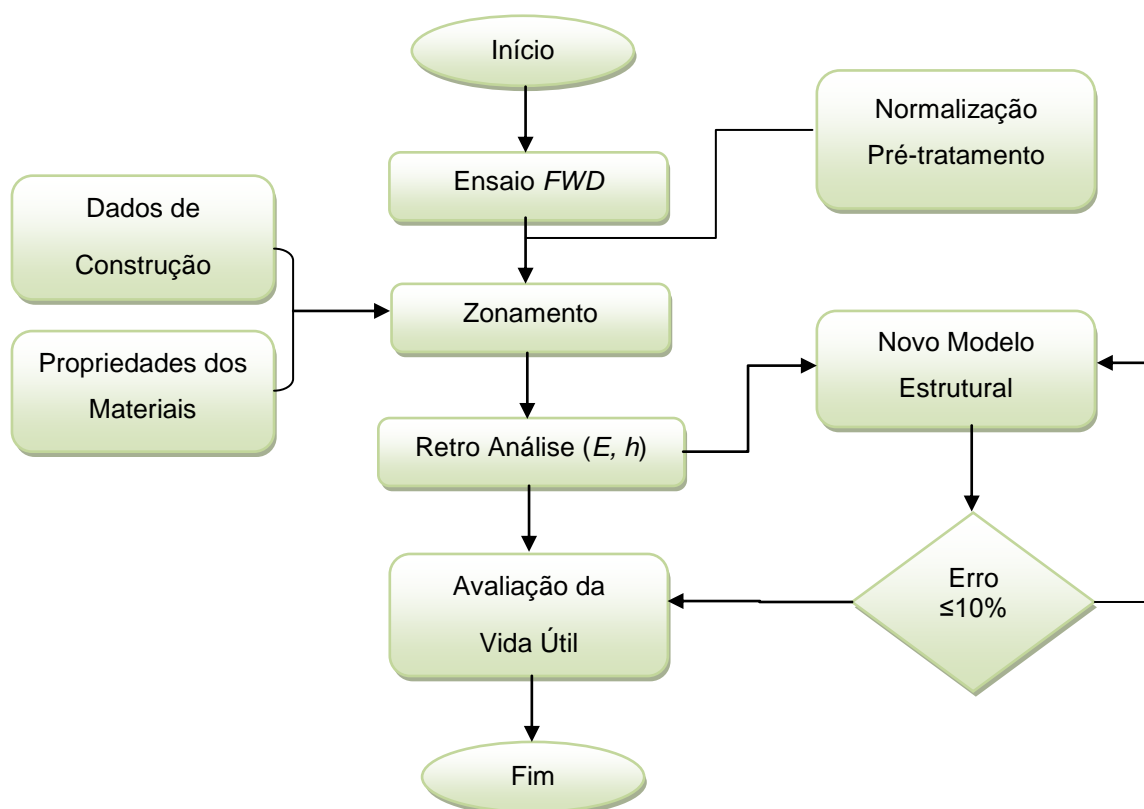


Figura 6.1 – Metodologia utilizada para a avaliação da infraestrutura.

6.2.1 Ensaio com o Defletómetro de Impacto

Os ensaios que foram objeto de um maior interesse neste estudo foram os ensaios de carga realizados com o Defletómetro de Impacto (*FWD*). Como já referido em 3.2.5 e 5.2, este ensaio consiste na queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores, que posteriormente é transmitida à superfície através de uma placa metálica circular. Tendo sido utilizada, neste caso de estudo, a placa com diâmetro de 0,30 m.

As deflexões foram medidas com o recurso a nove geofones localizados às seguintes distâncias do centro da placa de carga: D_1 (0,00 m), D_2 (0,30 m), D_3 (0,45 m), D_4 (0,60 m), D_5 (0,90 m), D_6 (1,20 m), D_7 (1,50 m), D_8 (1,80 m) e D_9 (2,10 m).

Foram realizadas cinco campanhas de ensaios nos meses de novembro e dezembro de 2008 e janeiro, março e junho de 2009 no topo da camada de sub-balastro de uma infraestrutura ferroviária recentemente construída, antes da colocação do balastro.

Relativamente ao número de quedas (pancadas) realizadas por campanha, salienta-se que no mês inicial, em novembro, foram realizadas 3 pancadas por ponto. Optou-se por analisar, para efeitos do estudo, a terceira pancada, isto por uma questão de fiabilidade dos resultados, pois quando se tem mais que uma pancada é aconselhável utilizar a última, isto porque a placa já está mais estabilizada após alguns contactos com a infraestrutura. A altura de queda aplicada foi a equivalente a uma força

de pico de cerca de 25 kN, sendo essa a força mínima aplicável com o Defletómetro de Impacto. Optou-se por esta força, dado que normalmente as ações que ocorrem a este nível numa infraestrutura ferroviária em serviço são de cerca de 160 kPa, sendo ainda mais reduzidas do que a pressão mínima resultante do ensaio com o Defletómetro de Impacto nas condições acima referidas, de cerca de 350 kPa.

Quanto aos restantes meses, nomeadamente dezembro, janeiro, março e junho, efetuou-se o mesmo processo referido no parágrafo anterior, sendo no entanto necessário fazer uma pequena ressalva quanto ao número de pancadas, pois no mês de dezembro foram aplicadas 2 pancadas em cada ensaio, sendo utilizada na interpretação a última, seguindo o mesmo raciocínio. Finalmente para os últimos 3 meses, apenas se realizou uma pancada por ponto de ensaio, sendo esta a utilizada para interpretação. Um dos motivos para apenas ter sido executada uma pancada nestas campanhas, prendeu-se com fatores logísticos e com tentativas de realização de várias alturas de queda em alguns pontos de ensaio.

6.2.2 Ensaios complementares

Relativamente aos ensaios complementares utilizados neste estudo, são de destacar o Ensaio de Carga com Placa (ECP), o Defletómetro de Impacto Portátil (DIP) e o Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC), este último mais vulgarmente conhecido por *Portancemètre*. No capítulo 3 encontram-se descritos os procedimentos de realização destes ensaios, pelo que se julga desnecessária uma nova exposição dos mesmos.

6.3 Pré-tratamento de dados medidos *in situ*

6.3.1 Identificação de estruturas tipo adotadas ao longo da via

Tendo como base os valores das deflexões obtidos nos ensaios de carga com o *FWD*, partiu-se então para o tratamento dos mesmos. Inicialmente, e com o auxílio das plantas de projeto, começou-se por fazer um levantamento do tipo de estruturas que constituíam a via ao longo dos 29 km. Assim, com base nas características geométricas e nos materiais adotados, foi possível dividir a estrutura constituinte da via em 5 subestruturas tipo consoante a espessura das camadas de sub-balastro e coroamento, e o tipo de material utilizado na camada de sub-balastro, obtendo-se assim cinco zonas distintas, nomeadamente, A_1 , A_2 , B, C e D. Na Figura 6.2 encontram-se as cinco estruturas tipo identificadas ao longo da via.

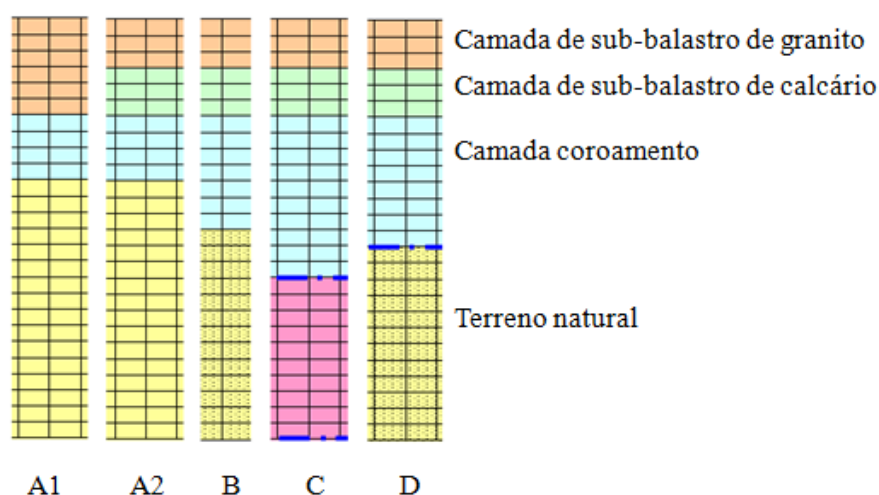


Figura 6.2 – Estruturas tipo adotadas na via-férrea.

6.3.2 Normalização das deflexões medidas

Procedeu-se à exportação das deflexões medidas pelo Defletómetro de Impacto para o MS Excel, utilizando uma macro, criada para o efeito, onde numa primeira fase normalizaram-se as deflexões de novembro para 25 kN. A escolha deste mês deveu-se ao facto de se tratar do mês em que foram realizados os primeiros ensaios de campo, logo a seguir à finalização da construção da subestrutura em outubro de 2008.

Com o auxílio do gráfico das deflexões tornou-se mais perceptível verificar com maior clareza os pontos que eram mais relevantes para o estudo em cada estrutura. Assim, de forma a filtrar os valores das deflexões referentes à campanha de novembro, calculou-se a média de D_1 a D_9 para cada estrutura, bem como, o desvio padrão, para com esses valores de referência, efetuar-se o cálculo do percentil 85 das deflexões. A seguir, optou-se por escolher dentro das medições realizadas e normalizadas para 25 kN, aquelas que mais se aproximavam das deflexões obtidas no percentil 85, isto para cada estrutura. Salienta-se que ao fazer-se essa escolha, teve de haver coerência de D_1 a D_9 , isto é, ao selecionar um ponto com deflexões ligeiramente superiores ou inferiores ao percentil 85, teve-se de ter o cuidado de que ao longo das nove deflexões desse ponto, o critério da escolha dos pontos era mantida.

6.3.3 Identificação das zonas de transição de obras de arte

Foram também localizados os blocos técnicos existentes ao longo da via, por forma a retirar os ensaios realizados nos mesmos, dada a estrutura geométrica específica e o facto de o estudo deles não fazer parte do presente trabalho. De realçar também, que nalgumas campanhas foram excluídos mais alguns pontos, pois estes encontravam-se próximos de “zonas sombra”, ou seja, próximos de zonas de transição. As deflexões destes pontos eram facilmente identificáveis por apresentarem valores muito díspares, nomeadamente muito mais pequenas nas deflexões mais afastadas do centro

da carga, comparativamente com os restantes pontos que não se encontravam nessas ditas zonas sombra. Na Tabela 6.2 pode-se vislumbrar um desses exemplos, onde as deflexões mais afastadas do centro da placa são facilmente identificáveis, por terem valores mais baixos.

Tabela 6.2 – Deflexões de dezembro onde se encontram assinaladas zonas sombra.

PK	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
600	352	138	89	64	40	28	26	15	12
1097	176	76	68	54	33	25	18	14	12
1101	172	71	60	54	33	22	17	14	11
1106	174	81	65	53	28	16	11	10	7
1110	133	57	31	21	11	7	5	4	4
1115	149	55	31	20	11	6	5	4	3
1115	272	63	32	20	11	7	5	4	3
1119	160	48	23	15	9	6	4	3	3
1123	146	45	25	17	8	5	3	2	1
1125	124	13	0	0	0	1	1	1	1
1127	113	15	0	0	1	1	1	1	1
1137	210	54	21	35	1	1	1	1	1
1141	186	60	21	14	9	6	5	4	3
1140	193	51	22	17	9	6	3	3	3
1144	209	63	28	15	9	6	5	4	3
1148	190	58	30	14	8	5	4	4	4
1157	187	55	36	21	14	11	9	8	7
1162	205	66	46	41	27	19	14	11	9
1167	182	77	60	48	28	21	16	13	11

Essas deflexões não foram tidas em conta, pois como a sua proximidade com as zonas de transição é grande, a rigidez desses pontos é superior à da restante estrutura, não tendo assim valores representativos e coerentes para o cálculo e análise do comportamento da via em geral.

6.3.4 Análise de estruturas tipo adotadas ao longo da via

Como se pode ver na Figura 6.2, as estruturas A_1 e A_2 diferem apenas no tipo de material que constitui a camada de sub-balastro, nomeadamente os 0,15 m que representam a camada imediatamente acima do coroamento.

O sub-balastro da estrutura A_1 é composto por duas camadas de 0,15 m cada uma, ambas em agregado britado de granulometria extensa (ABGE) de origem granítica (ABGE granítico), assentes numa camada de 0,20 m de coroamento em ABGE calcário.

A estrutura A_2 é formada também por duas camadas de sub-balastro, com espessura de 0,15 m cada, mas em materiais diferentes, sendo a camada de topo em ABGE granítico e a camada de base em ABGE calcário. Salienta-se que o material utilizado nesta última camada é o mesmo tipo de material utilizado na camada de coroamento.

A camada de coroamento é igual nas duas estruturas A₁ e A₂, isto é, 0,20 m de ABGE calcário.

Tendo em conta esse facto, no caso da estrutura A₂, na análise efetuada no programa de cálculo automático Bisar 3.0, agregou-se a camada de base de sub-balastro à de coroamento, constituídas pelo mesmo material, perfazendo esta última uma espessura total de 0,35 m.

No que concerne às restantes estruturas B, C e D, salienta-se que são soluções localizadas, apresentando uma extensão muito curta de troço para essas características, comparativamente com as estruturas A₁ e A₂, como se pode observar na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Modelos e secções utilizadas no artigo científico (De Chiara et al., 2012).

Secção	A1	A2	B	C	D
km	2+400/5+100 11+850/15+650 26+275/26+475	0+600/3+500 6+150/8+325 15+650/28+775	3+500/3+650 3+950/4+075 6+025/6+150	3+650/3+950	17+425/17+875
Sub-balastro	0.30 m	0.15 m	0.30 m	0.30 m	0.30 m
Coroamento	0.20 m	0.35 m	0.35 m	0.50 m	0.40 m
Fundação	0.80 m	0.80 m	0.65 m	0.50 m	0.60 m

As estruturas B, C e D diferem principalmente na espessura da camada de coroamento. Assim, verifica-se que a estrutura B é constituída por uma camada de sub-balastro com 0,30 m de espessura e de 0,35 m de coroamento. Já as estruturas C e D, possuem ambas uma camada de sub-balastro com 0,30 m de espessura e uma camada de coroamento com 0,50 m e 0,40 m, respetivamente.

A análise apresentada, em seguida, será realizada para as estruturas das zonas A₁ e A₂. Dada a extensão reduzida das restantes estruturas (B,C e D) estas não serão analisadas em pormenor. No entanto, os resultados da retro análise obtidos para estas estruturas serão apresentados, também, no âmbito deste caso de estudo no subcapítulo 6.5.3 (De Chiara et al., 2012).

6.3.5 Filtragem de deflexões medidas

Foi necessário efetuar uma filtragem dos ensaios medidos em campo, dado não só a presença de zonas de transição e sombra, como também a existência de situações em que foi inevitável a repetição de ensaios no mesmo ponto, ou por instabilidade dos sensores durante a medição ou ainda por erros inerentes à realização deste tipo de ensaios em material granular. Para dividir o trecho do caso de estudo em zonas de comportamento homogéneo e filtrar os resultados obtidos, foram utilizadas as deflexões referentes ao mês de novembro. Assim, na Figura 6.3, são apresentadas as referidas deflexões antes da filtragem, normalizadas para uma força de 25 kN, onde se encontram todos os dados vindos do ensaio com o Defletómetro de Impacto, ou seja, onde se podem observar várias deflexões para o mesmo ponto, as zonas de transição, bem como as zonas sombra.

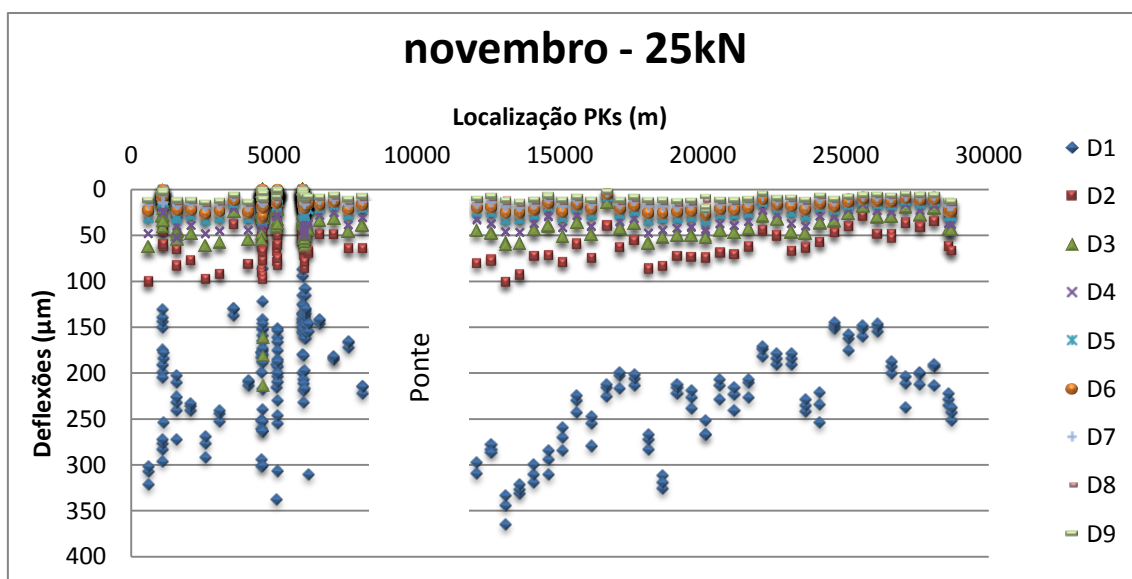


Figura 6.3 – Deflexões normalizadas em bruto, antes do pré tratamento e filtragem, referentes ao mês de novembro.

Feita a filtragem dos valores das deflexões, obtém-se o gráfico apresentado na Figura 6.4 onde se pode verificar um andamento uniforme ao longo das 9 deflexões. De realçar que o hiato presente entre o PK 8100 e 12100 deve-se ao facto de nessa zona se encontrar uma ponte.

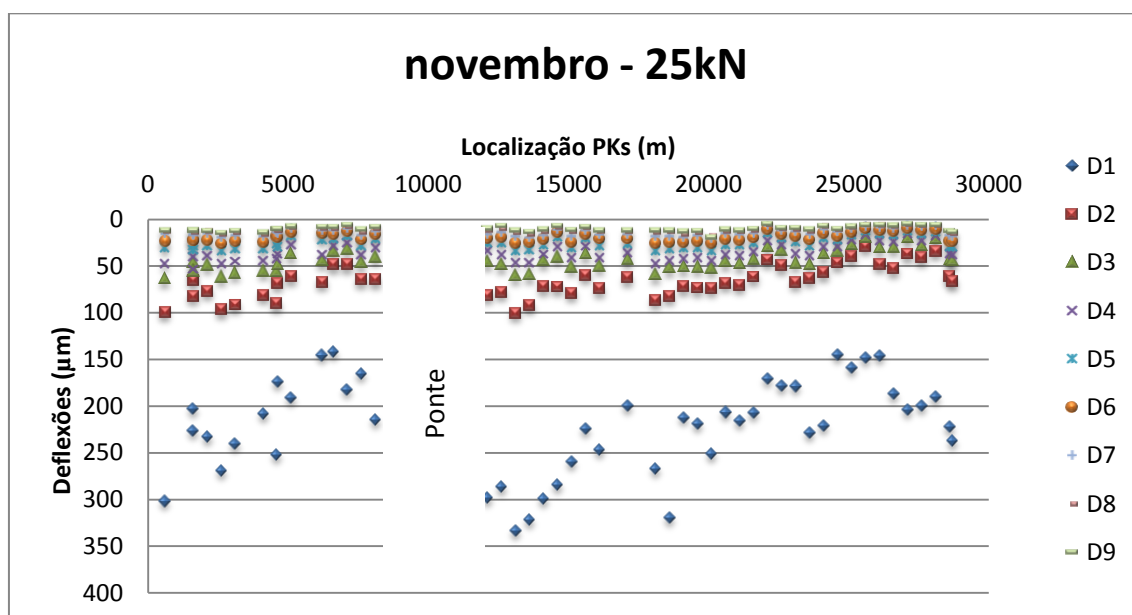


Figura 6.4 – Deflexões normalizadas após pré-tratamento e filtragem, referentes ao mês de novembro.

À semelhança do procedimento utilizado para novembro, utilizou-se a mesma metodologia para os restantes meses estudados, sendo que os gráficos correspondentes a cada mês encontram-se no Anexo II.

6.4 Divisão em zonas de comportamento homogéneo

Um dos principais objetivos associado à realização de ensaios de carga não destrutivos numa determinada infraestrutura, é a sua divisão em zonas de comportamento estrutural homogéneo que corresponderão, no final, a zonas de diferentes capacidades de carga (Antunes M. , 1993).

Assim sendo, procedeu-se ao zonamento da estrutura, onde numa primeira abordagem começou-se por observar diretamente o gráfico das deflexões ao longo de todo o trecho.

Por um lado, para efeitos de zonamento, para uma primeira divisão, consideraram-se as duas zonas mais extensas com estruturas diferentes, designadamente a zona A₁ e A₂, devido à existência de materiais diferentes na camada de sub-balastro das duas estruturas. A Figura 6.5 apresenta a localização destas duas zonas ao longo do trecho em estudo.

No entanto, e com o intuito de tornar esse zonamento mais claro, recorreu-se ao método das diferenças acumuladas e ao auxílio de um programa desenvolvido em “Access”, denominado de Zone 20, o qual foi desenvolvido no LNEC para este fim (Antunes M. , 1993). Posto isto, e através da análise gráfica que se encontra ilustrada na Figura 6.6, verificou-se que existiam quatro zonas distintas. Considera-se que ocorre uma mudança de zona de comportamento estrutural quando há mudança de declive no gráfico das diferenças acumuladas, neste caso essa apreciação foi realizada com base na evolução do D₁.

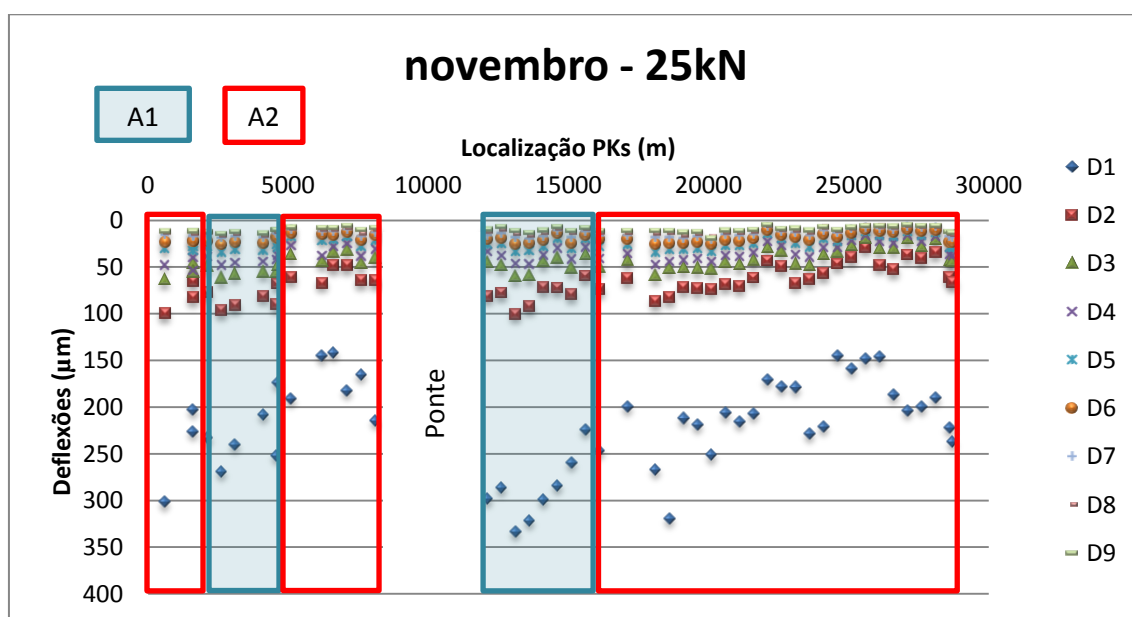


Figura 6.5 – Zonamento ao longo do trecho por tipo de estrutura.

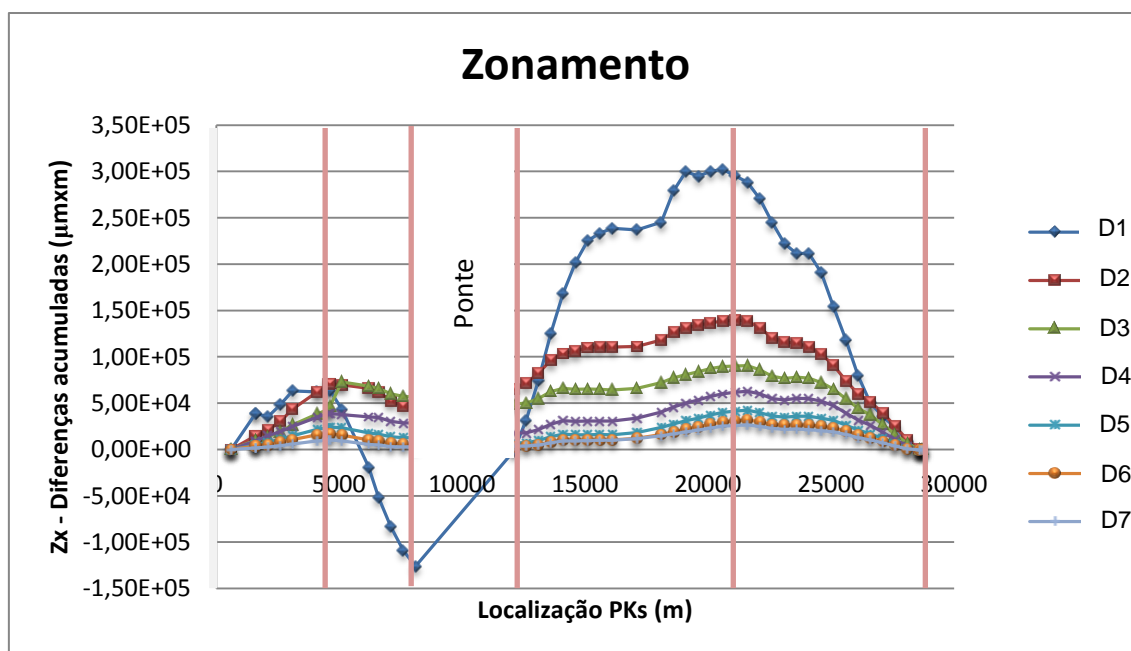


Figura 6.6 – Zonamento pelo método das diferenças acumuladas ao longo do trecho.

Assim, com base nos gráficos acima apresentados e conjugando os dois critérios foi possível dividir o trecho em seis secções. Para cada uma dessas secções calculou-se a média e o desvio padrão das deflexões medidas na campanha de novembro. Com base nesses valores foi possível agrupar algumas secções que tinham a mesma estrutura e valores médios das deflexões semelhantes. Obteve-se assim uma divisão final em quatro zonas de comportamento estrutural homogêneo, duas para cada uma das estruturas tipo A_1 e A_2 . A Figura 6.7 apresenta a divisão final por zonas, enquanto na Tabela 6.4 encontra-se a extensão aproximada de cada uma dessas zonas.

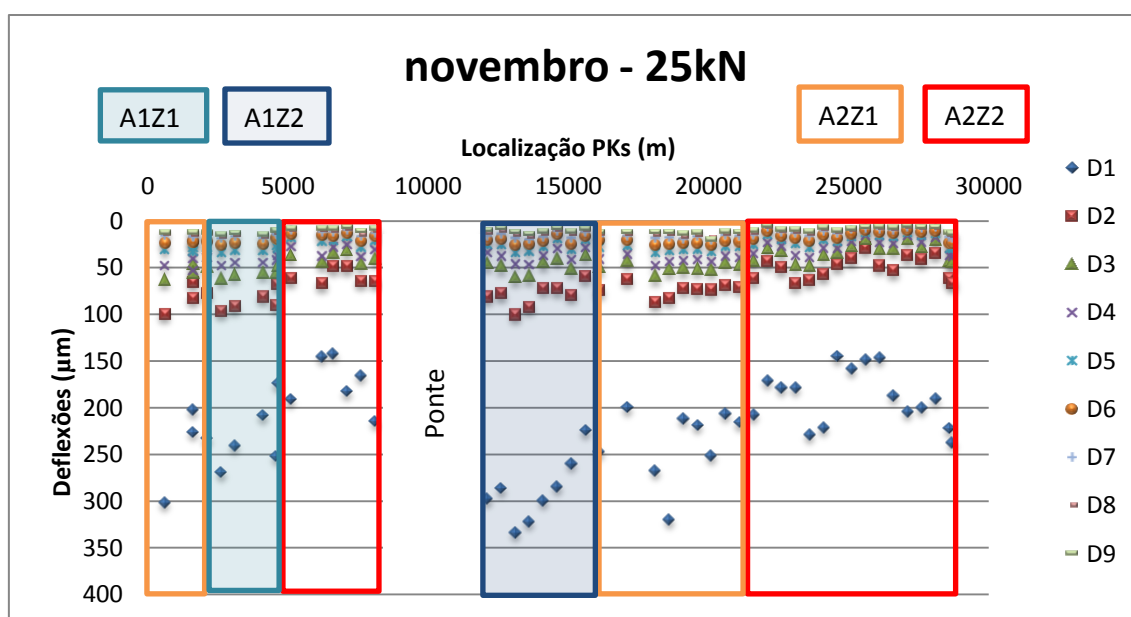


Figura 6.7 – Deflexões normalizadas, após pré-tratamento, referentes ao mês de novembro.

De realçar que estas zonas não são contínuas, ou seja, para o caso da zona A2Z1, por exemplo, esta encontra-se no início e sensivelmente a meio do trecho.

Tabela 6.4 – Extensão das estruturas.

	A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
Extensão (Km)	2020	3500	6000	7900

Feito o zonamento, foram calculadas para todas as campanhas realizadas a média e o desvio padrão das deflexões medidas (ver Tabela 6.5).

Tabela 6.5 – Médias e desvios padrão para todos os meses e estruturas.

Zona	Mês	Deflexões (mm)																	
		D1		D2		D3		D4		D5		D6		D7		D8		D9	
		M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ	M	σ
A1Z1	Nov	223	41	84	13	56	6	44	4	31	2	23	3	17	2	14	2	13	2
A1Z2		288	35	79	13	48	8	38	7	26	5	21	4	15	3	12	3	10	2
A2Z1		224	22	72	8	49	5	41	5	29	3	22	2	17	2	14	2	12	2
A2Z2		178	28	52	10	35	8	28	7	20	5	15	4	11	3	9	2	8	2
A1Z1	Dez	395	26	109	18	65	11	52	8	35	3	28	2	20	2	16	2	13	2
A1Z2		452	36	91	18	47	13	37	9	27	6	21	4	15	4	13	3	11	3
A2Z1		290	33	80	15	52	11	41	8	29	5	23	4	17	3	14	2	12	2
A2Z2		238	41	61	15	37	11	28	8	19	5	15	4	10	3	9	3	8	2
A1Z1	Jan	586	72	103	17	49	25	39	18	30	8	24	5	17	4	15	3	13	2
A1Z2		883	236	102	18	43	17	34	12	27	5	21	4	15	3	12	2	10	2
A2Z1		478	86	84	24	50	16	39	7	29	3	23	2	17	2	14	1	12	1
A2Z2		505	79	80	18	41	11	29	8	20	5	16	4	11	3	9	3	8	2
A1Z1	Mar	275	54	75	12	50	11	39	9	28	5	22	4	15	3	13	2	11	2
A1Z2		313	37	72	8	47	6	43	16	30	14	22	11	15	12	13	6	13	4
A2Z1		212	51	68	16	47	11	37	9	26	6	20	4	12	3	11	2	11	2
A2Z2		197	45	62	15	41	11	32	8	21	5	16	4	10	3	9	2	8	2
A1Z1	Jun	181	48	50	10	34	8	29	7	21	5	17	3	12	2	10	2	9	1
A1Z2		200	37	51	11	34	7	27	6	21	5	16	4	11	3	9	2	9	2
A2Z1		127	28	37	6	29	5	26	4	20	3	16	2	12	2	10	1	9	1
A2Z2		123	35	35	11	26	8	22	6	17	4	14	3	9	3	8	2	8	2

Foi também calculado o percentil 85 das deflexões obtidas, através da seguinte expressão matemática (Domingos, 2007):

$$D = \bar{D} + 1,04\sigma_D$$

Onde,

- D – Valor da deflexão medida para o percentil 85;
- \bar{D} – Valor médio de deflexão da zona;
- σ_D – Valor do desvio padrão.

Selecionou-se, de seguida, um ponto representativo para cada zona (Tabela 6.6), ponto esse que se aproximava o mais possível dos valores calculados para o percentil 85. Visto existirem vários meses estudados, nem sempre foi possível escolher o mesmo ponto para cada zona, dada a heterogeneidade dos ensaios e das condições climáticas em que estes foram realizados. Assim, optou-se por escolher o ensaio mais representativo, especialmente o mais perto possível do valor calculado para o percentil 85. A Tabela 6.6 apresenta os pontos representativos para cada uma das zonas, em todas as campanhas realizadas, que serão utilizados a seguir para retro análise e avaliação estrutural da infraestrutura ferroviária.

Tabela 6.6 – Pontos representativos para cada zona.

	nov	dez	jan	mar	jun
A1Z1	2600	2600	3100	2600	2600
A1Z2	13100	13100	13100	13100	13100
A2Z1	2100	21100	18600	18400	2100
A2Z2	23600	26600	25100	23900	25900

6.5 Retro Análise

6.5.1 Utilização do programa de cálculo

A retro análise tem como pressupostos a determinação dos respetivos módulos de deformabilidade correspondentes às camadas do modelo estrutural em estudo. Para tal, através de iterações vão-se atribuindo valores razoáveis para se estimar os módulos de deformabilidade e eventualmente a espessura das camadas, com o intuito de obter uma convergência tanto melhor quanto possível, entre as deflexões calculadas e as deflexões medidas.

O programa de cálculo automático, utilizado para a elaboração do estudo em questão, foi o BISAR 3.0, baseado na modelação linear elástica, no qual foi necessário definir os dados referentes a três características, nomeadamente: a carga aplicada na superfície da infraestrutura, as camadas que constituíam a mesma, bem como os pontos onde se pretendia determinar a deflexão devida a essa mesma carga aplicada (resposta da estrutura).

Na Figura 6.8 pode-se ver a título de exemplo, a definição da carga do Defletómetro de Impacto aplicada, nomeadamente a carga de 25 kN e o raio de distribuição da placa de carga de 0,15 m.

Relativamente às características de cada uma das camadas, estas são colocadas num ficheiro semelhante ao da Figura 6.9, sendo que o valor do módulo de deformabilidade necessita, na esmagadora maioria das vezes, de ser ajustado, principalmente nas duas primeiras camadas, nomeadamente a camada de sub-balastro e de coroamento.

Number of Systems (1-10): 1

System Description:

Loads Layers Positions

Use Standard Dual Wheel? ☐

Mode of Load: 2 - Load and Radius

No of Circular Loads (1-10): 1

Load Number	Vertical Load (kN)	Radius (m)	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Horizontal Load (kN)	Shear Direction (degr.)
1	25,000	0,1500	0,0000	0,0000	0,000	0,0

Figura 6.8 – Dados de entrada no programa BISAR 3.0 das características da carga aplicada sobre a superfície.

Number of Systems (1-10): 1

System Description:

Loads Layers Positions

Full Friction Between Layers? ☒

No of Layers (1-10): 4

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio
1	0,300	4,00E+02	0,35
2	0,200	7,50E+02	0,35
3	0,800	1,00E+02	0,35
4		5,00E+02	0,35

Figura 6.9 – Dados de entrada no programa BISAR 3.0 com as características das camadas.

Relativamente aos pontos onde se pretende determinar a deflexão devida à aplicação da carga circular, estes padecem do auxílio de geofones distribuídos linearmente ao longo da superfície em estudo, sendo que neste caso foram utilizados os 9 geofones existentes no *FWD*, aliás como se pode vislumbrar na Figura 6.10, onde a coordenada 0,00 m coincide com o centro do ponto de aplicação da carga com a placa, e as restantes encontram-se afastadas do centro da placa entre os 0,30 m e os 2,10 m de distância.

Number of Systems (1-10): 1

1

System Description:

Loads Layers Positions

Select Positions for Standard Dual Wheel

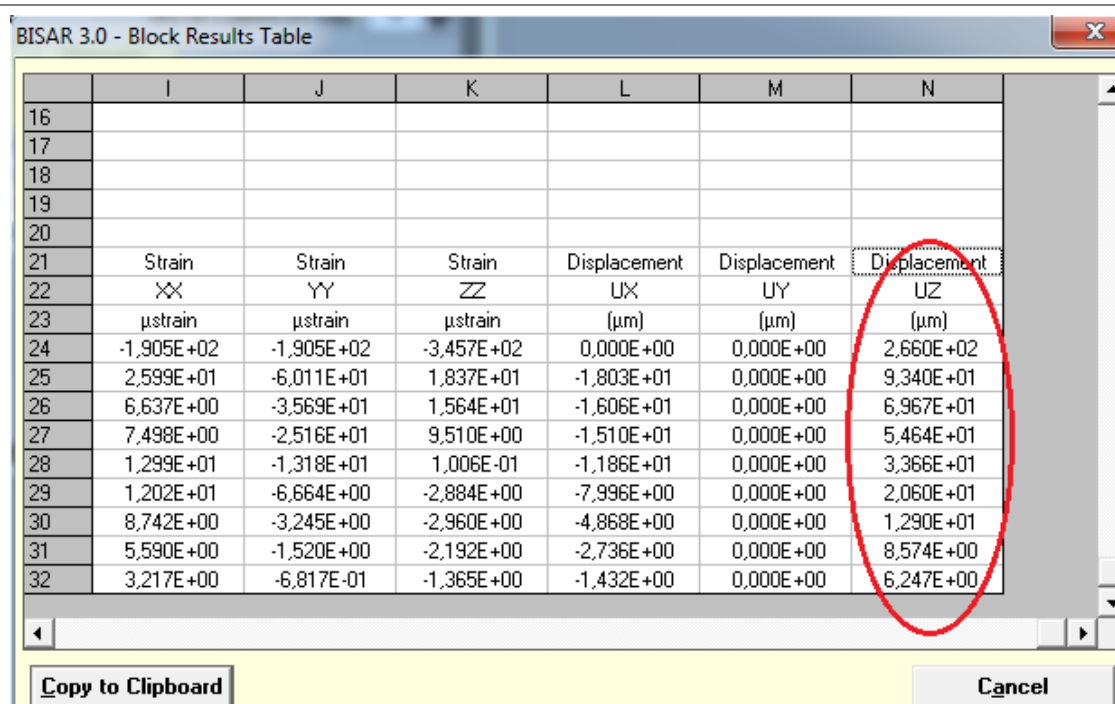
Save Retrieve

No of Position Entries (1-10): 9

Position Number	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Z (depth) Coordinate (m)	Layer No
1	0,0000	0,0000	0,0000	1
2	0,3000	0,0000	0,0000	1
3	0,4500	0,0000	0,0000	1
4	0,6000	0,0000	0,0000	1
5	0,9000	0,0000	0,0000	1
6	1,2000	0,0000	0,0000	1
7	1,5000	0,0000	0,0000	1
8	1,8000	0,0000	0,0000	1
9	2,1000	0,0000	0,0000	1

Figura 6.10 – Dados de entrada no programa BISAR 3.0 dos pontos onde se pretende determinar a deflexão.

Após a colocação de todos os dados no programa, procede-se ao cálculo automático propriamente dito, obtendo-se o valor das deflexões num ficheiro idêntico ao da Figura 6.11, sendo posteriormente exportado para um ficheiro MS Excel, por forma a se conseguir tratar os dados de uma maneira mais célere e organizada.



	I	J	K	L	M	N
16						
17						
18						
19						
20						
21	Strain	Strain	Strain	Displacement	Displacement	Displacement
22	XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
23	μstrain	μstrain	μstrain	(μm)	(μm)	(μm)
24	-1,905E+02	-1,905E+02	-3,457E+02	0,000E+00	0,000E+00	2,660E+02
25	2,599E+01	-6,011E+01	1,837E+01	-1,803E+01	0,000E+00	9,340E+01
26	6,637E+00	-3,569E+01	1,564E+01	-1,606E+01	0,000E+00	6,967E+01
27	7,498E+00	-2,516E+01	9,510E+00	-1,510E+01	0,000E+00	5,464E+01
28	1,299E+01	-1,318E+01	1,006E-01	-1,186E+01	0,000E+00	3,366E+01
29	1,202E+01	-6,664E+00	-2,884E+00	-7,996E+00	0,000E+00	2,060E+01
30	8,742E+00	-3,245E+00	-2,960E+00	-4,868E+00	0,000E+00	1,290E+01
31	5,590E+00	-1,520E+00	-2,192E+00	-2,736E+00	0,000E+00	8,574E+00
32	3,217E+00	-6,817E-01	-1,365E+00	-1,432E+00	0,000E+00	6,247E+00

Figura 6.11 – Valores das deflexões calculadas pelo programa BISAR 3.0.

Assim sendo, e passando ao processo de análise de resultados, denota-se que foram realizadas várias iterações, procedendo-se de imediato à aproximação entre as deflexões calculadas, através do programa de cálculo automático Bisar 3.0, e as deflexões medidas, *in situ*, com o auxílio do *FWD*. Para tal, optou-se por considerar, como critério, a minimização da raiz quadrada dos valores médios dos quadrados das diferenças, entre as deflexões medidas e as calculadas divididas pelos valores médios, designada na folha de cálculo como RMS (Root Mean Square) (Domingos, 2007).

$$RMS (\%) = \left(\sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \right) \times 100$$

Onde,

- n – Número total de sismómetros utilizados;
- d_{ci} – Deflexão calculada no sismómetro i ;
- d_{mi} – Deflexão medida no sismómetro i .

Assim, consideraram-se aceitáveis valores de RMS inferiores a 10%, pois denotam um grau de aproximação razoável, pelo que as deflexões calculadas se equiparavam às deflexões medidas.

Tendo como base o processo iterativo, conseguiu-se de uma forma intuitiva assimilar a contribuição das várias camadas às deflexões medidas nos ensaios de carga.

Como é apresentado no capítulo 5, o *FWD* é composto por 9 geofones, os quais medem as deflexões na infraestrutura, se bem que os que se encontram mais próximos do local de aplicação da carga conseguem fornecer a resposta estrutural do conjunto das camadas do pavimento, ao passo que os

que se encontram mais afastados do centro da carga acabam por refletir mais a resposta das camadas inferiores do pavimento e da fundação. Consequentemente, as deflexões medidas pelo geofone D_1 (0,00 m) refletem o conjunto da estrutura no seu todo, em contraponto com as deflexões mensuradas no geofone D_9 (2,10 m) que traduzem apenas a resposta da fundação (Alves T. , 2007)

6.5.2 Interpretação dos resultados

Escolhidos os pontos, passou-se à retro análise propriamente dita. De maneira a tornar mais clara a análise das deflexões vindas do programa Bisar 3.0, elaborou-se um gráfico no MS Excel, relacionando as deflexões medidas pelo *FWD* e as deflexões calculadas pelo programa, de maneira a tornar mais clara a interpretação dos resultados obtidos, como se pode observar na Figura 6.12.

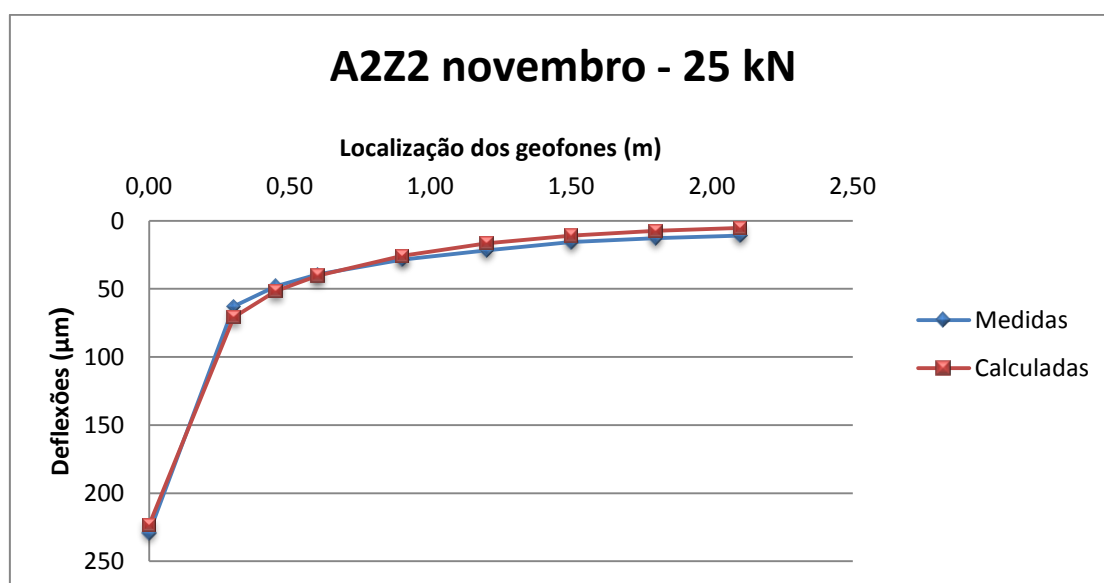


Figura 6.12 – Deflexões medidas pelo *FWD* e calculadas pelo BISAR 3.0, num ponto de ensaio da A2Z2.

Posto isto, efetuou-se a retro análise para os pontos representativos de todas as zonas (A1Z1, A1Z2, A2Z1 e A2Z2), relativamente aos meses de novembro, dezembro, janeiro, março e junho.

Como exemplo da variação dos módulos de deformabilidade das camadas ao longo do trecho em estudo, na Tabela 6.7, bem como na Figura 6.13, encontram-se os resultados obtidos com recurso à retro análise para o mês de novembro. Assim, pode-se verificar que existem variações ao nível dos módulos E_1 , E_2 e E_3 devido à heterogeneidade das zonas, sendo E_1 o módulo da camada de sub-balastro em ABGE granítico, E_2 o módulo da(s) camada(s) em ABGE calcário e E_3 o módulo da camada do solo de fundação. De notar ainda, que os módulos E_2 da camada em ABGE calcário são bastante mais altos do que os módulos E_1 da camada em ABGE granítico, devido provavelmente ao facto de haver um processo de cimentação nesta camada, algo que é bastante característico neste tipo de material.

De referir ainda que a análise dos módulos de deformabilidade para os restantes meses encontram-se no Anexo III – B1.

Tabela 6.7 – Módulos de deformabilidade obtidos, através da retro análise em cada zona, para o mês de novembro.

Mês	Módulo	A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	E1	400	280	400	350
	E2	750	750	750	750
	E3	100	100	120	200

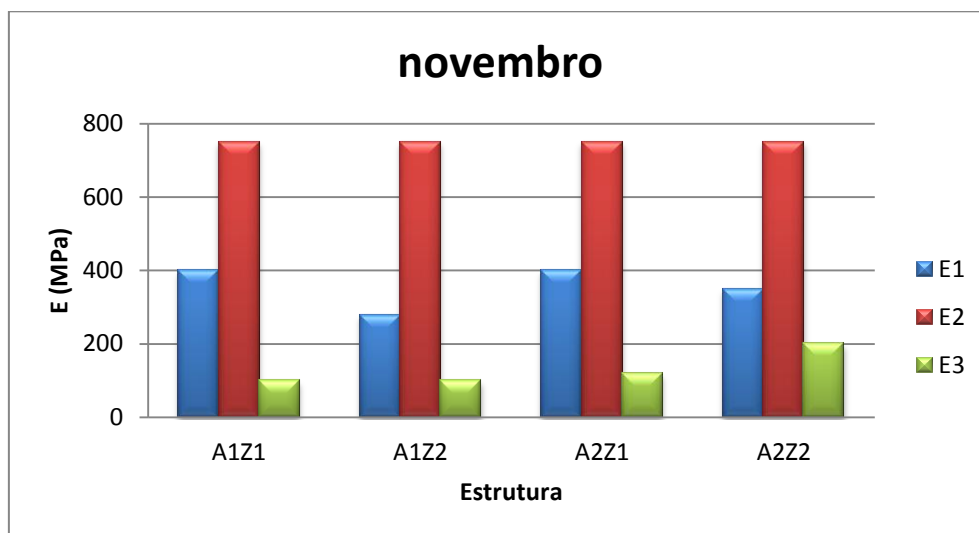


Figura 6.13 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de novembro.

A mesma análise pode ser feita para observar a variação dos módulos ao longo do tempo, comparando os resultados obtidos para várias campanhas. Como exemplo, apresentam-se na Tabela 6.8 e na Figura 6.14, os resultados obtidos para a estrutura A1Z1, para todos os meses estudados.

Tabela 6.8 – Pontos representativos para a zona A1Z1.

Estrutura	Módulo	novembro	dezembro	janeiro	março	junho
A1Z1	E1	400	250	115	270	375
	E2	750	700	700	750	900
	E3	100	100	100	125	150

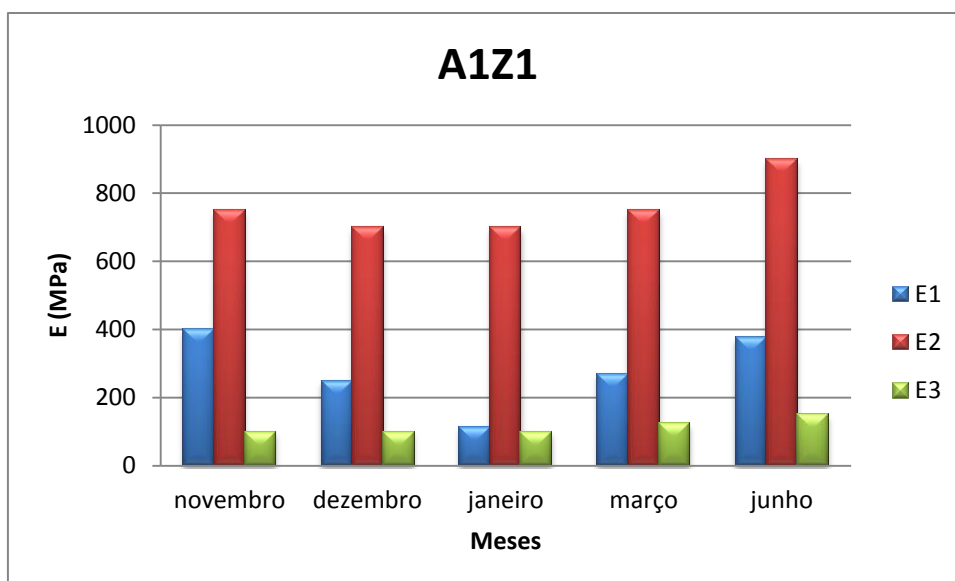


Figura 6.14 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z1, ao longo dos cinco meses estudados.

As Figura 6.15, 6.16 e 6.17 apresentam a evolução dos módulos ao longo do tempo para as restantes zonas estudadas.

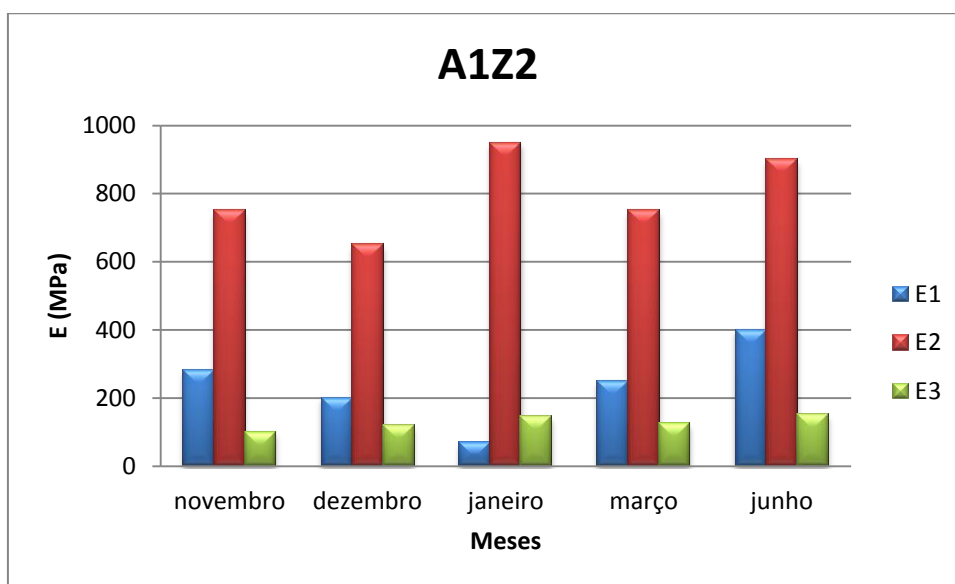


Figura 6.15 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z2, ao longo dos cinco meses estudados.

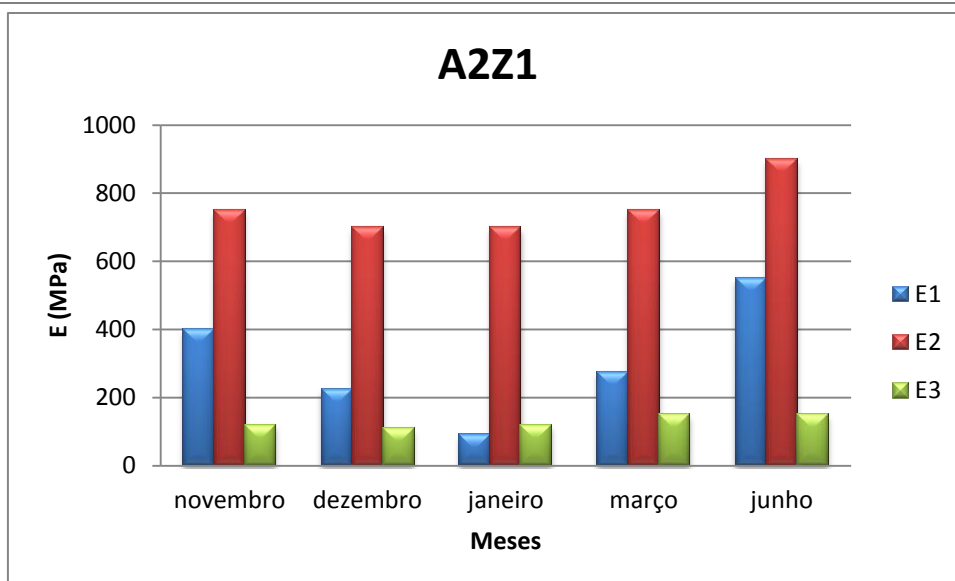


Figura 6.16 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z1, ao longo dos cinco meses estudados.

Note-se que existe uma tendência para diminuição dos módulos ao longo dos primeiros meses, entre novembro e janeiro, devido em grande medida ao aumento dos índices de precipitação e consequentemente dos teores em água. Aliás, para ajudar a essa análise temos a Figura 6.18 onde são apresentados os valores de precipitação medidos na zona pertencente ao caso de estudo.

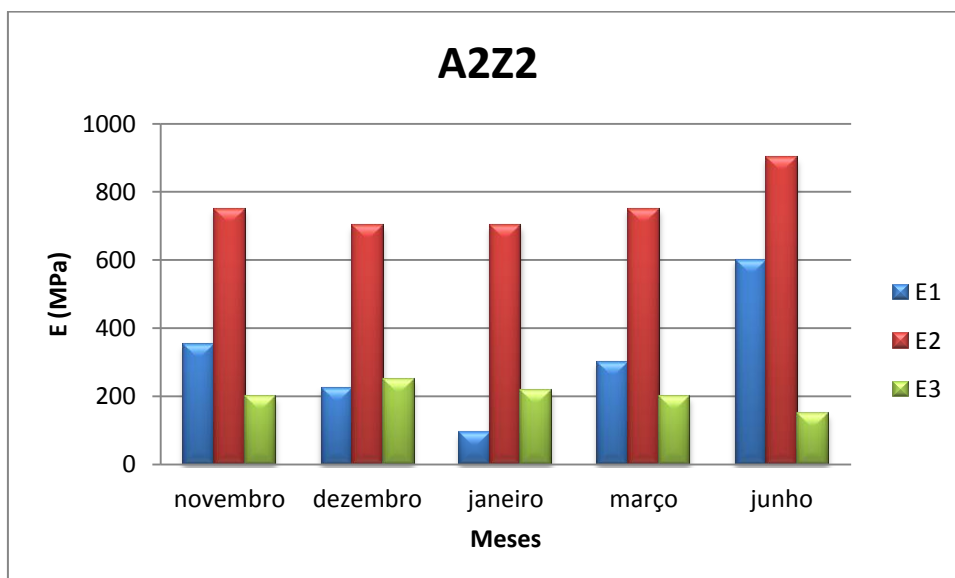


Figura 6.17 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z2, ao longo dos cinco meses estudados.

No que concerne à precipitação, e através do auxílio dos dados relativos a 2008 e 2009, presentes no sítio web do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos, elaborou-se o gráfico presente na Figura 6.18, sendo notório que os níveis de precipitação eram mais elevados nos meses de janeiro e fevereiro em contraponto com os meses de agosto e setembro, onde a precipitação era muito baixa ou mesmo inexistente.

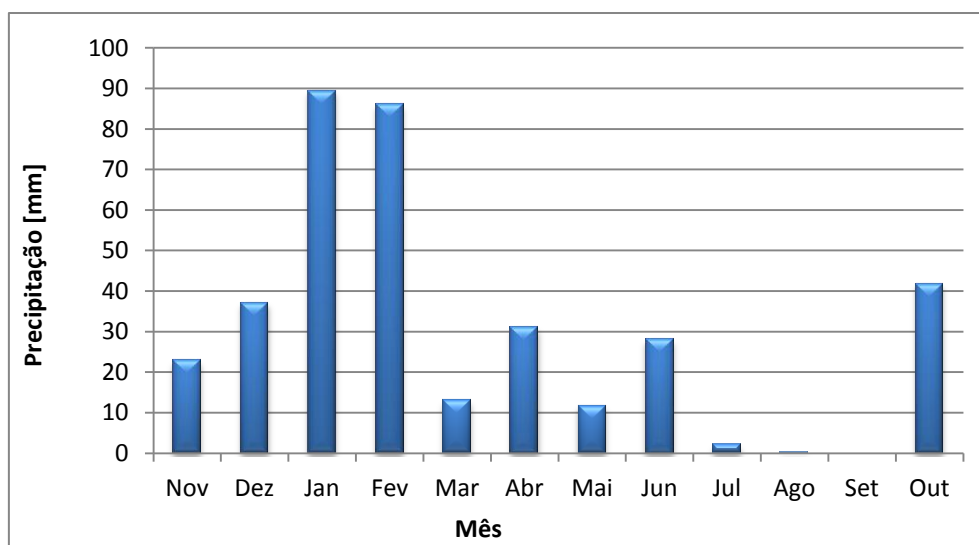


Figura 6.18 – Dados de precipitação na estação de monitorização da Moinhola.

Na Figura 6.19 apresentam-se os valores do teor em água (w%) medidos ao longo do trecho em estudo nos meses de novembro e dezembro, com o gamadensímetro, juntamente com o valor do teor em água ótimo (w% opt) medido em laboratório para a camada de ABGE granítico.

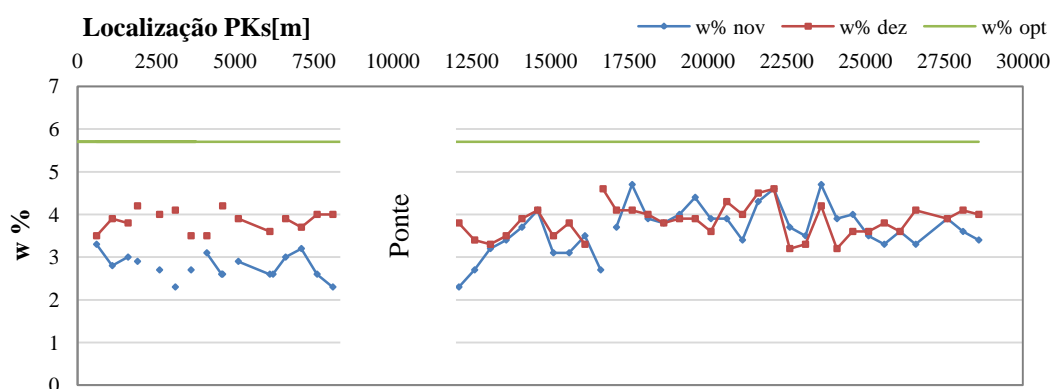


Figura 6.19 – Dados dos teores de água para novembro e dezembro.

6.5.3 Análise das outras estruturas tipo

Foram também retro analisados pontos nas estruturas B, C e D referidas em 6.3.4. Os resultados obtidos são apresentados em conjunto com os das estruturas A₁ e A₂. Salienta-se que estes dados foram analisados e interpretados antes da divisão por zonas de comportamento homogêneo, refletindo apenas a divisão por tipo de estrutura. As Figuras 6.20, 6.21, 6.22 e 6.23 apresentam os módulos de deformabilidade obtidos nas campanhas de ensaios realizadas. A campanha de novembro para a estrutura C não se encontra representada dado não terem sido realizados ensaios nesta zona. Relativamente à campanha de junho, como não existiam pontos de ensaio válidos para todas as estruturas (B, C e D), não foi possível apresentar resultados.

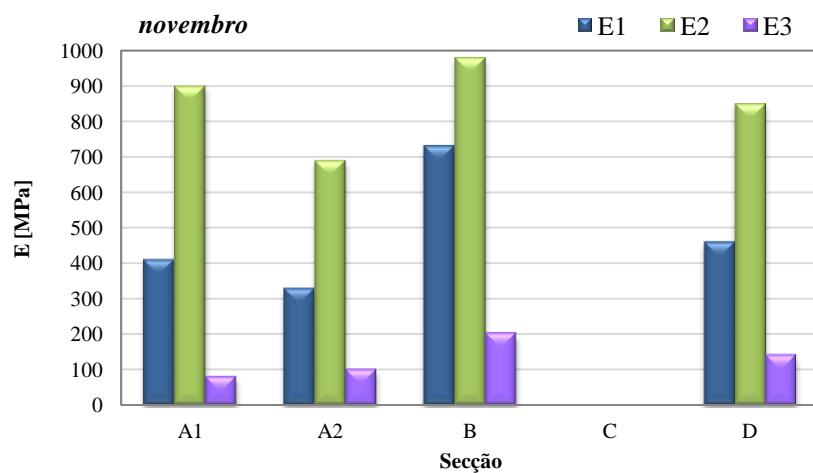


Figura 6.20 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de novembro.

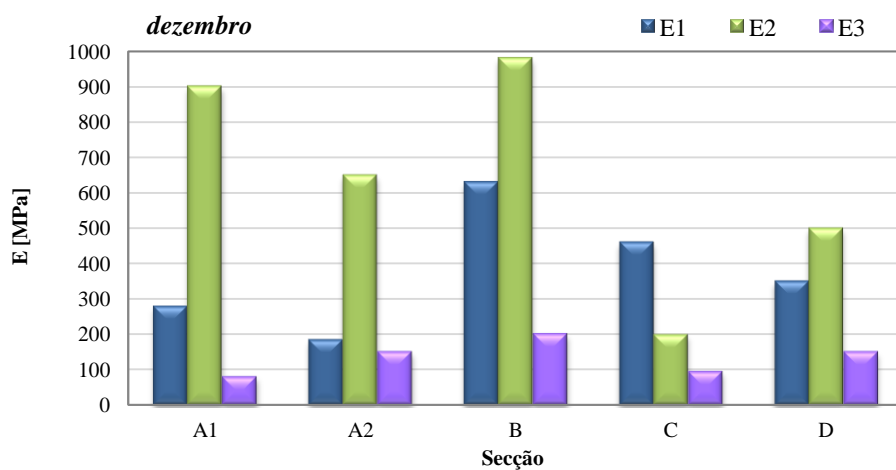


Figura 6.21 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de dezembro.

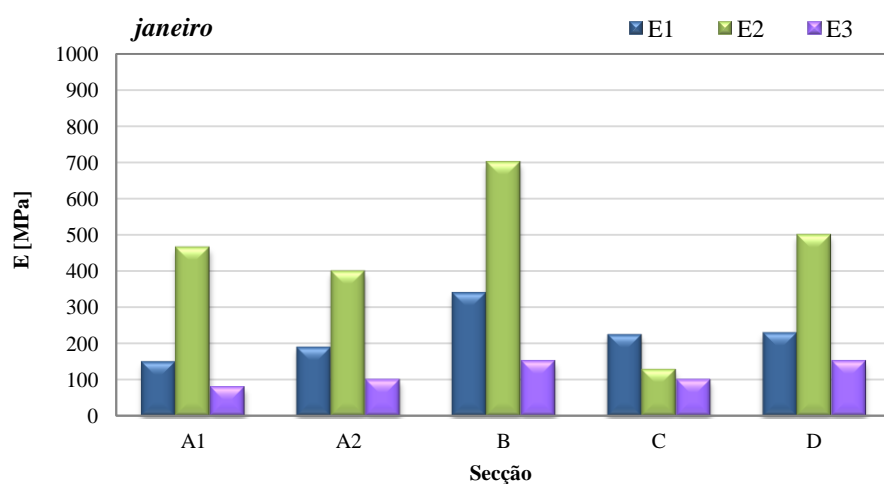


Figura 6.22 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de janeiro.

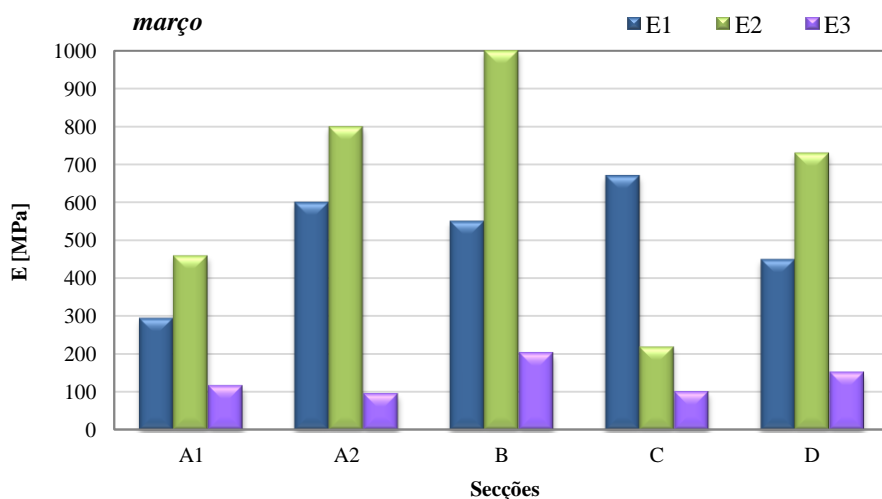


Figura 6.23 – Módulos de deformabilidade obtidos por retro análise no mês de março.

Como já constatado anteriormente para as zonas representativas estudadas em 6.5.2, nota-se a mesma tendência de diminuição do módulo da camada de sub-balastro de novembro a janeiro, com um crescimento a partir desta campanha até março, provavelmente devido à precipitação (De Chiara et al., 2012).

6.6 Interpretação direta – Cálculo do módulo equivalente

6.6.1 Considerações gerais

Dada a morosidade do processo de retro análise e a necessidade de durante a construção se poder analisar os resultados obtidos com o Defletómetro de Impacto, de uma forma mais expedita, foi estudada a possibilidade de interpretar diretamente os ensaios de campo. Assim, é possível ter uma avaliação da heterogeneidade da infraestrutura estudada e tomar medidas ou desenvolver estudos mais aprofundados em zonas localizadas da obra.

Ao mesmo tempo, houve a preocupação de tentar comparar os ensaios realizados com o Defletómetro de Impacto, com os outros equipamentos e ensaios normalmente utilizados durante a construção, para efeitos de fiscalização e de controlo de qualidade da obra.

Dado que o requisito fundamental em termos de comportamento da estrutura nas infraestruturas ferroviárias é definido com base nos ensaios de carga com placa, nomeadamente com base no E_{V2} , foi realizada uma comparação com os resultados dos ensaios de carga com placa executados na obra.

De seguida, apresenta-se uma proposta de metodologia de avaliação para interpretação direta (ver Figura 6.24). Esta metodologia não tem a intenção de substituir o processo de retro análise, que representa uma interpretação muito mais precisa, mas sim, a de oferecer uma ferramenta de avaliação imediata dos resultados.

O processo consiste no cálculo de um módulo equivalente para cada ponto ensaiado com o Defletómetro de Impacto. Foi assim inicialmente analisada uma metodologia tradicional, (George, 2003) e (Fortunato, 2005), que consiste na determinação do módulo de deformabilidade utilizando a deflexão central (E_{eq}), método aplicado geralmente para o cálculo do módulo equivalente, mesmo para os ensaios de carga com placa. De seguida, optou-se por utilizar para o cálculo do módulo de deformabilidade equivalente, as deflexões mais afastadas da placa (George, 2003). A ideia surgiu no seguimento da constatação de que a deflexão central, principalmente no caso de materiais não ligados, sofre a influência do assentamento da placa de ensaio. Este fenómeno de deformação permanente do material sob a placa é mais evidente para forças de ensaio maiores, e quando devido ao número de pancadas reduzido não se chega a uma estabilização do terreno.

Nos próximos subcapítulos são explicadas as duas metodologias e analisados os resultados obtidos através da retro análise e dos outros ensaios medidos em campo. O fluxograma da metodologia é apresentado na Figura 6.24.

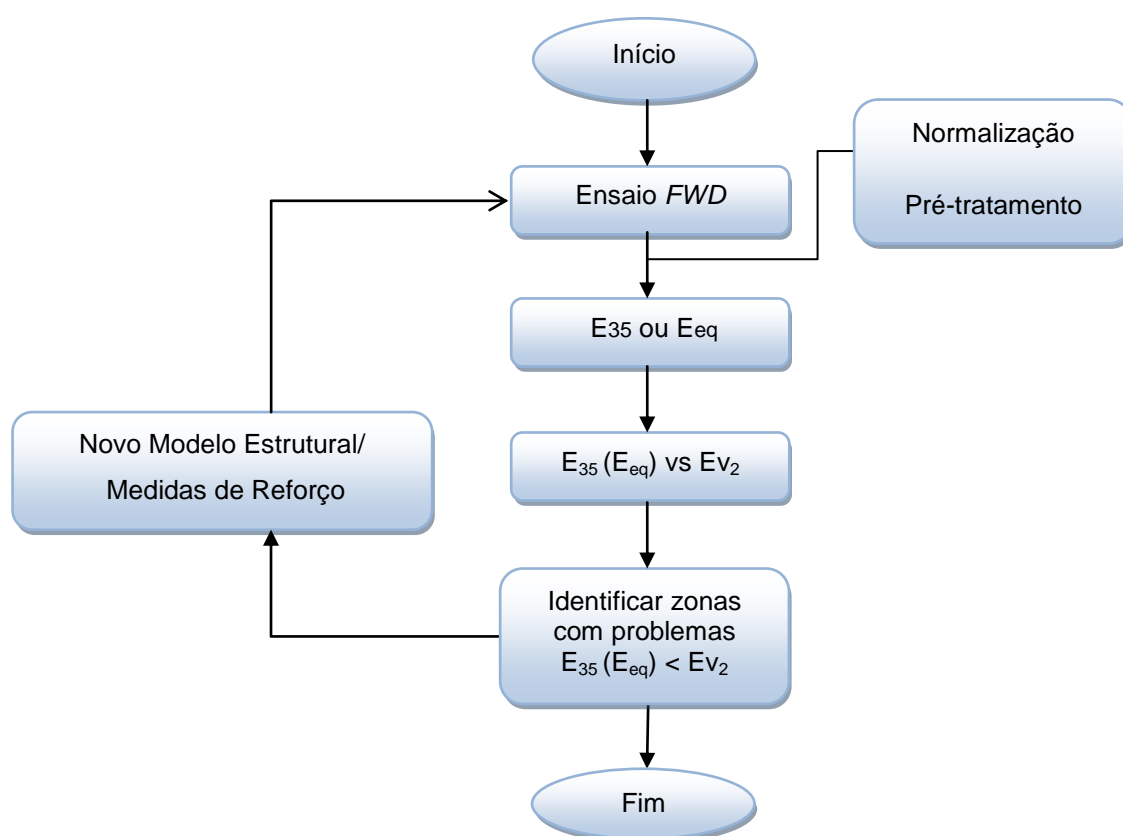


Figura 6.24 – Metodologia alternativa para a avaliação da infraestrutura.

6.6.2 Utilização da deflexão central

Posto isto, efetuou-se o cálculo do módulo equivalente com recurso a algumas fórmulas, designadamente as que abaixo se encontram enumeradas, tendo a primeira como referência (Fortunato, 2005) e (De Chiara et al., 2012) e a segunda, mais utilizada nos Estados Unidos da América, (George, 2003).

$$E_{eq} = \frac{\pi}{2} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{p \cdot r}{D_1}$$

Onde,

- E_{eq} – Módulo equivalente (MPa);
- ν - Coeficiente de Poisson (o valor utilizado foi de 0.35);
- p - Pressão (kN/m^2);
- r - Raio da placa (m);
- D_1 - Deflexão ao centro da placa (m).

$$E_{eq} = \frac{2(1 - \nu^2)pr}{D_1}$$

Sendo,

- E_{eq} – Módulo equivalente (MPa);
- ν - Coeficiente de Poisson (o valor utilizado foi de 0,35);
- σ_0 - Pressão (kN/m^2);
- r - Raio da placa (m);
- D_1 - Deflexão ao centro da placa (m).

Feito o cálculo do módulo equivalente para ambas as fórmulas de autores diferentes, optou-se pela primeira devido ao facto de esta ser mais utilizada em Portugal (Fortunato, 2005) e também devido aos valores mais conservativos que esta apresentou, encontrando-nos assim do lado da segurança. De referir, que no caso da estrutura A1Z1, mais concretamente no PK 2600, no primeiro caso, isto para o mês de novembro, obteve-se um E_{eq} de 272 MPa, ao passo que para o segundo caso o E_{eq} foi de 346 MPa.

Paralelamente, procedeu-se à comparação dos módulos equivalentes com os resultados obtidos na retro análise, nomeadamente os valores do E_1 e os valores dos ensaios de carga com placa medidos aquando da construção da infraestrutura, denominados como E_{v2} .

Na Tabela 6.9 e na Figura 6.25 encontram-se explanadas as estruturas analisadas para o mês de novembro, verificando-se claramente a mesma tendência, no que toca à escolha do módulo.

De referir ainda que a análise dos módulos de deformabilidade para os restantes meses encontram-se no Anexo III – C1.

Tabela 6.9 – Módulos obtidos para o mês de novembro.

Mês	Módulo	A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	E1	400	280	400	350
	Ev2	218	146	220	241
	Eeq	272	219	314	319

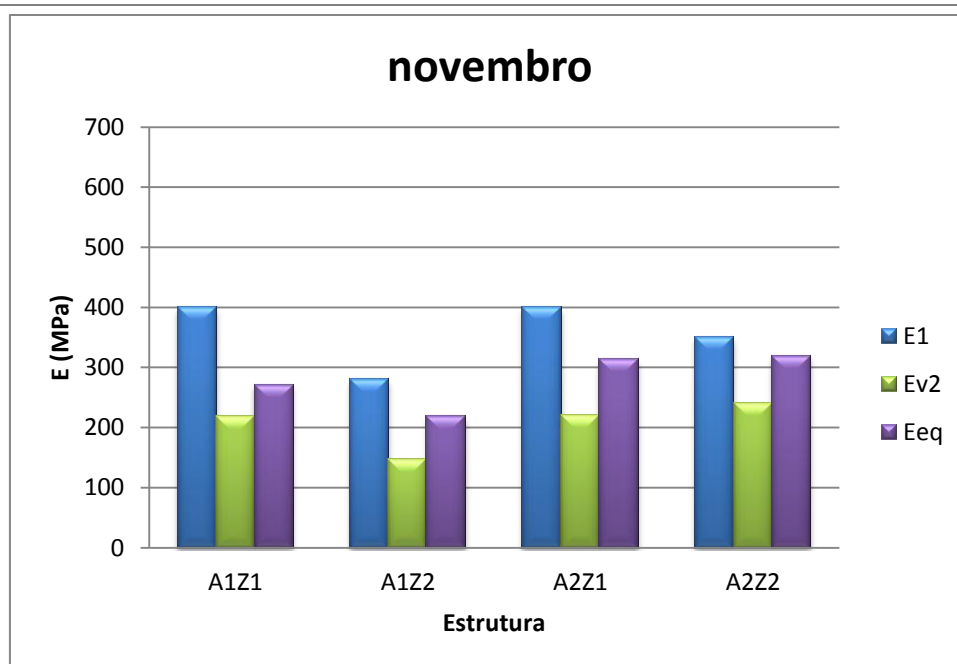


Figura 6.25 – Módulos obtidos por retro análise para uma carga de 25 kN.

Fazendo agora a análise para a estrutura A1Z1 ao longo dos meses estudados (Figura 6.26), verifica-se que a variação dos módulos vai decrescendo linearmente até ao mês de janeiro, isto para os módulos obtidos pelo programa Bisar 3.0, bem como pela fórmula de Boussinesq [citada em (Fortunato, 2005) e (De Chiara et al., 2012)], voltando a atingir valores muito próximos do mês de novembro, agora em junho, provavelmente devido à precipitação e consequentemente ao teor em água elevado na camada de sub-balastro nos meses de inverno. Salienta-se, que os valores apresentados no caso dos ensaios de carga com placa (E_{v2}) são os mesmos ao longo dos meses, dado que se trata de um só valor para cada ponto representativo. Estes ensaios foram realizados durante a construção para efeitos de fiscalização, sendo medidos até outubro de 2008 e antes da realização dos ensaios com o Defletómetro de Impacto. Não se dispõe de ensaios de carga com placa realizados nas mesmas campanhas dos ensaios com o Defletómetro de Impacto.

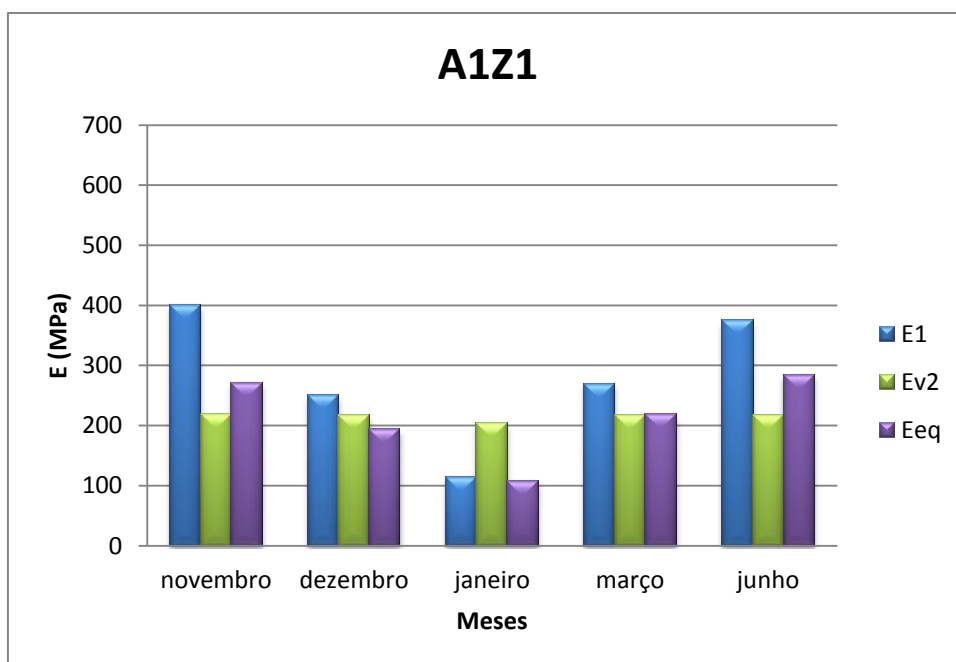


Figura 6.26 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z1, ao longo dos cinco meses estudados.

Relativamente às restantes estruturas, nomeadamente as estruturas A1Z2, A2Z1 e A2Z2 verifica-se que ao longo dos meses os módulos obtidos apresentam uma variação muito semelhante, com uma ou outra diferença nalguns meses, podendo-se observar esses factos nas Figuras 6.27, 6.28 e 6.29.

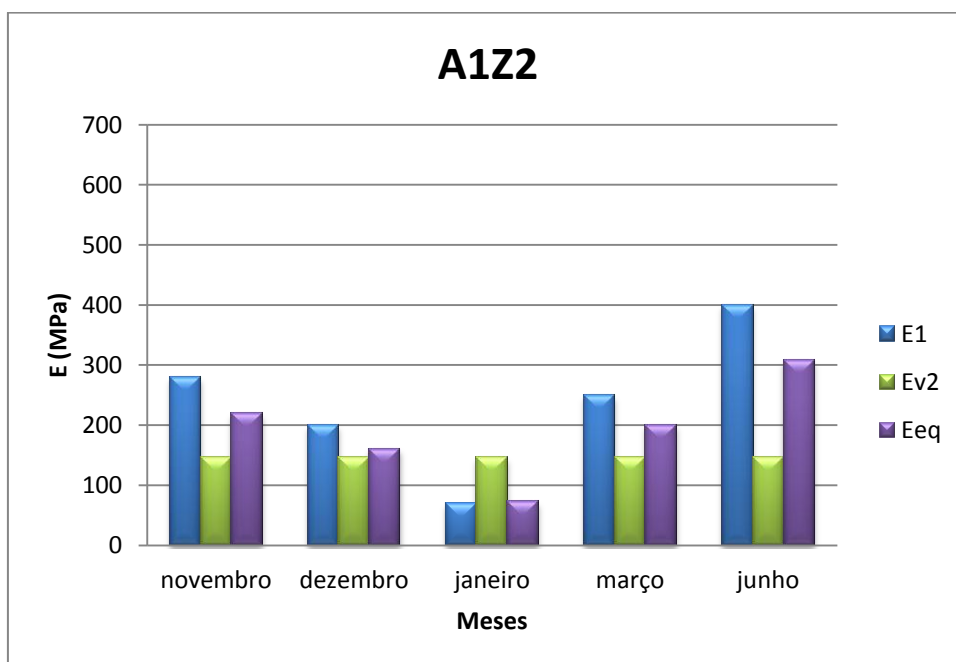


Figura 6.27 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A1Z2, ao longo dos cinco meses estudados.

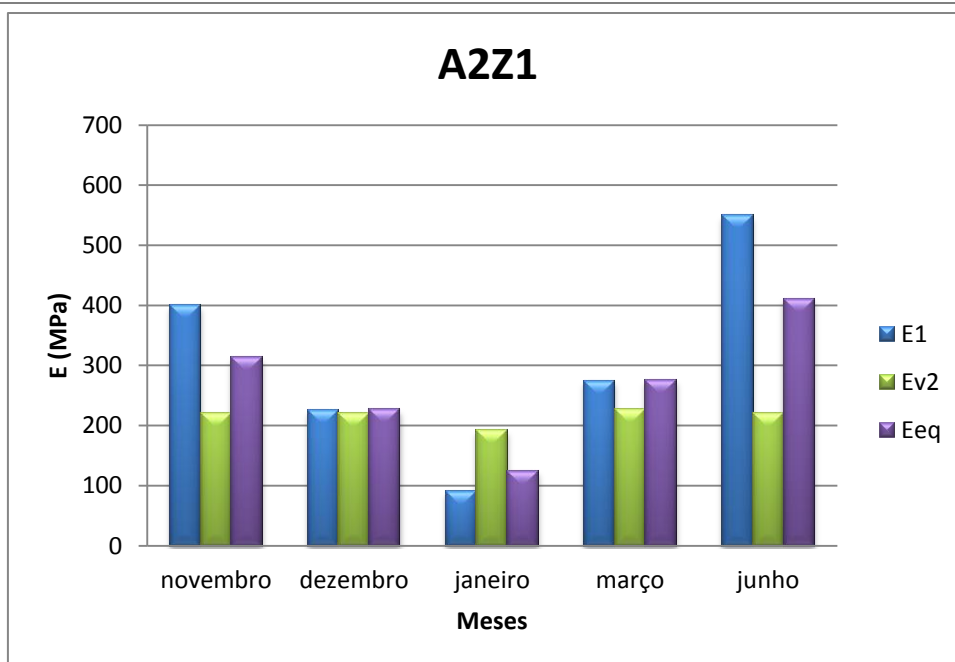


Figura 6.28 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z1, ao longo dos cinco meses estudados.

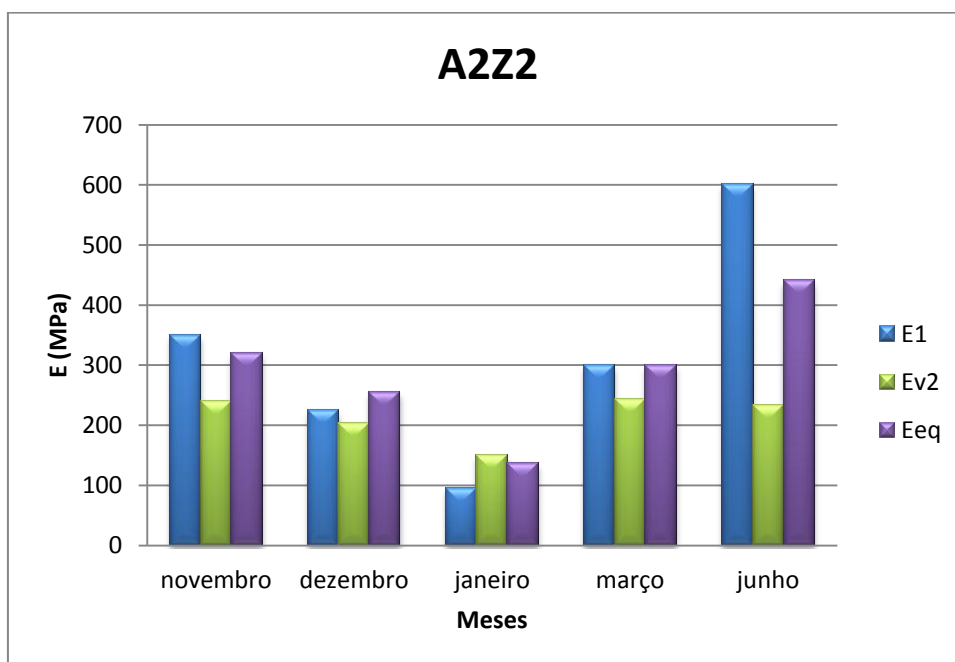


Figura 6.29 – Módulos obtidos por retro análise, para a estrutura A2Z2, ao longo dos cinco meses estudados.

Nas Figuras 6.30 e 6.31 apresentam-se também os gráficos do módulo equivalente para as campanhas de novembro a março, para todos os pontos ensaiados com o Defletómetro de Impacto, depois do pré-tratamento e filtragem dos dados.

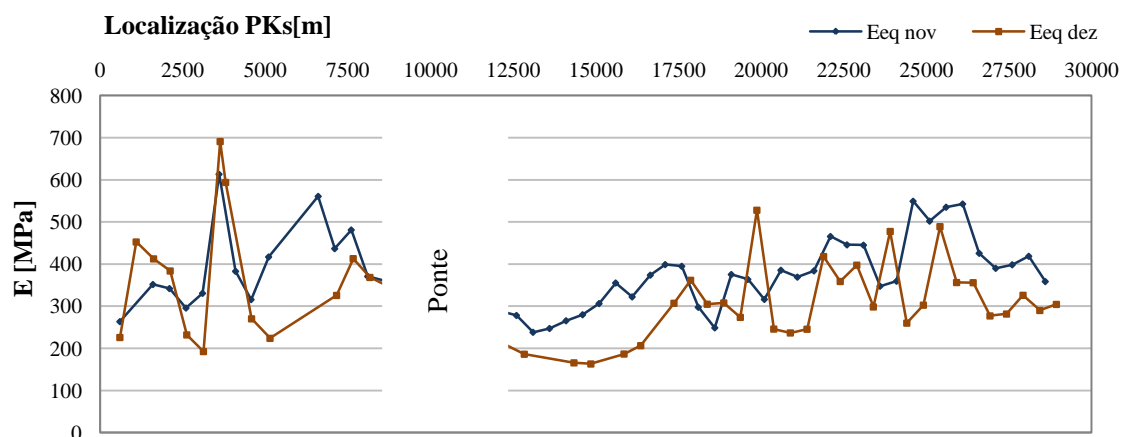


Figura 6.30 – Módulos equivalentes de novembro e dezembro.

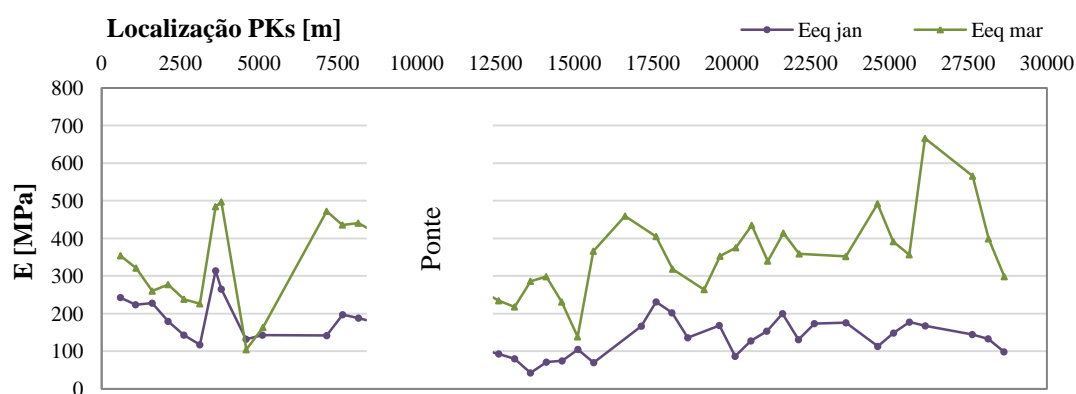


Figura 6.31 – Módulos equivalentes de janeiro e março.

Assim, pode observar-se a mesma tendência em termos de variação do módulo equivalente ao longo dos meses, e ao mesmo tempo, é de fácil percepção a variação do módulo ao longo do trecho em estudo.

6.6.3 Utilização das deflexões laterais

Visto que apenas havia sido efetuado um estudo dos módulos de deformabilidade equivalentes para a primeira deflexão, optou-se por aprofundar um pouco mais este estudo, nomeadamente no que toca às deflexões a uma distância intermédia do centro da placa do Defletómetro de Impacto, isto porque, pensou-se que conseguir-se-ia então chegar a valores próximos de um limite razoável para este tipo de abordagem, e sem o efeito do assentamento da placa de carga, que normalmente ocorre nos materiais granulares.

Assim, e com o auxílio da investigação efetuada nos E.U.A., mais propriamente na Universidade do Mississippi (George, 2003) utilizou-se uma fórmula que tem como premissas, a utilização não da

primeira deflexão, mas sim, das deflexões D_3 , D_4 e D_5 , onde já não existe uma influência direta do impacto dado pelo Defletómetro de Impacto na deflexão central, havendo assim uma maior “harmonia” no que toca às restantes deflexões. Assim, de maneira a obter-se o E_{-35} , efetuou-se então o cálculo do E_3 , E_4 e E_5 , fazendo-se posteriormente a média entre estes três valores, conseguindo-se um valor médio, denominado de E_{-35} .

$$E_r = \frac{(1 - \nu^2)pr^2}{aD_r}$$

Onde,

- E_r – Módulo equivalente (MPa);
- ν - Coeficiente de Poisson (o valor utilizado foi de 0.35);
- p - Pressão (kN/m^2);
- r - Raio da placa (m);
- D_r - Deflexão medida à distância r (m);
- a - Distância entre a placa central e os restantes sensores (m).

6.7 Análise comparativa

6.7.1 Comparação com os ensaios de carga com placa (E_{v2})

Os Ensaios de Carga com Placa são atualmente os ensaios de referência para fiscalização e controlo de qualidade em obra. De seguida, estes serão comparados com os módulos equivalentes resultantes dos ensaios com o Defletómetro de Impacto.

Na Figura 6.32 apresentam-se os valores de E_{v2} medidos durante a construção do trecho em estudo, juntamente com o valor de projeto estabelecido para a aceitação da obra. Salienta-se, que o valor mínimo admissível para o módulo de deformabilidade no topo da camada de sub-balastro é de 120 MPa, de acordo com o caderno de encargos da obra. Este valor é estabelecido pela UIC719R (UIC719R, 2008), sendo geralmente adotado em Portugal neste tipo de infraestruturas (Fortunato, 2005).

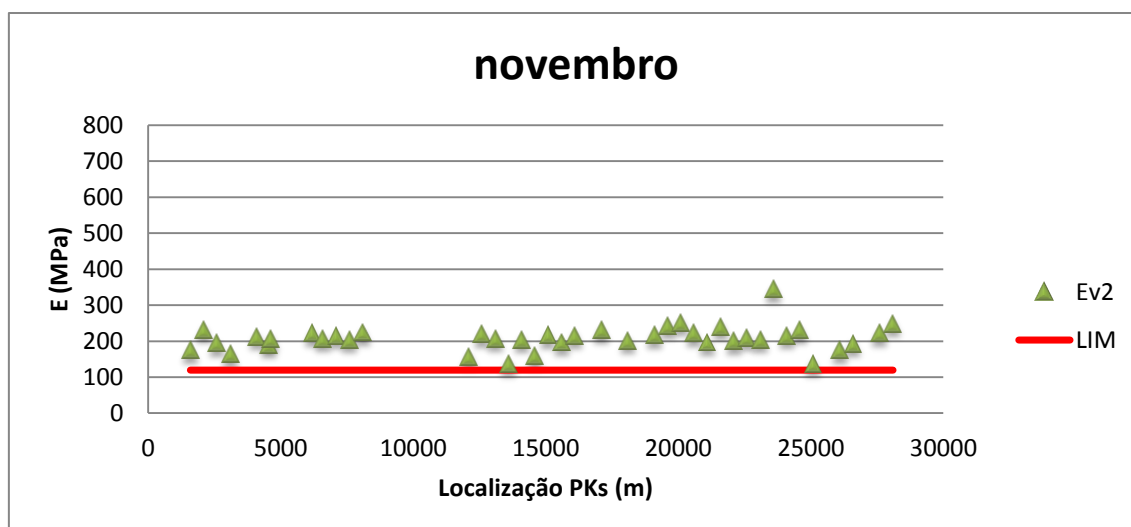


Figura 6.32 – Resultados obtidos nos Ensaio de Carga com Placa.

Olhando agora para os gráficos de dispersão da Figura 6.33, onde se encontram os dados relativos aos módulos de deformabilidade calculados pelos dois métodos, com base na deflexão central (E_{eq}) e com base nas deflexões laterais (E_{-35}), os quais foram calculados anteriormente, bem como os resultados dos Ensaio de Carga com Placa (E_{v2}), pode-se verificar que o limite de projeto, 120 MPa, é cumprido para os três tipos de módulos, isto é, tanto para os medidos como para o ensaio de carga com placa, como ainda para os calculados com base nas deflexões obtidas em campo.

Verifica-se que os valores calculados estão acima do limite requerido, mostrando assim um sobredimensionamento da infraestrutura.

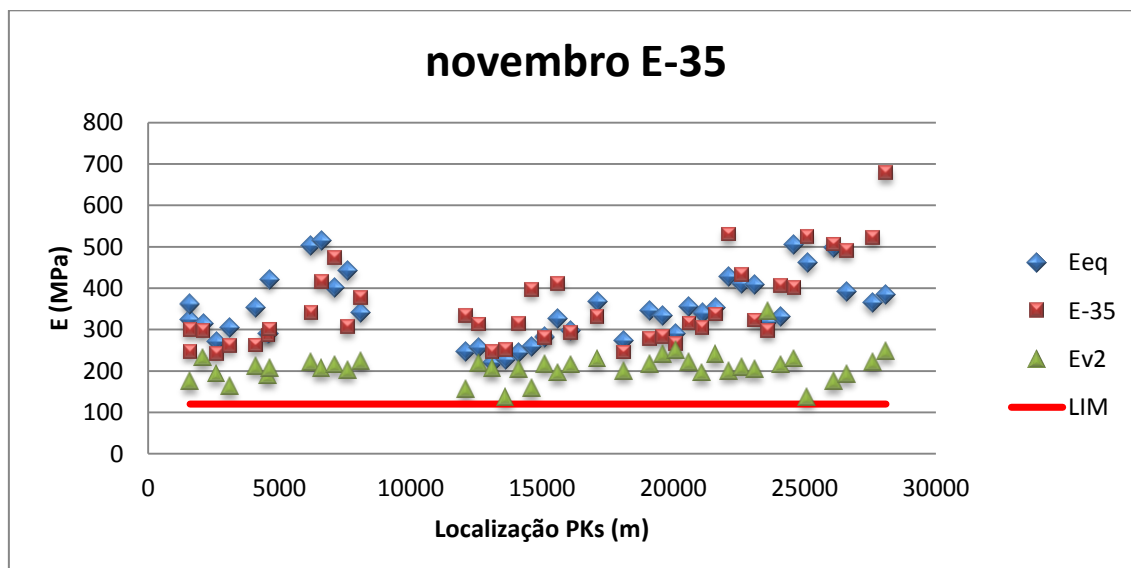


Figura 6.33 – Análise dos módulos equivalentes.

Comparação com outros equipamentos

Portancemètre

Outros ensaios realizados durante a construção que permitem uma avaliação da rigidez da infraestrutura em contínuo, são os ensaios com o Portancemètre. Uma vez que foram realizados ensaios com este equipamento nos meses de novembro e dezembro, na mesma altura das campanhas com o Defletómetro de Impacto, achou-se por bem fazer um gráfico para cada um dos meses (Figura 6.34 e Figura 6.35), por forma a analisar qual o nível de dispersão que os valores dos módulos equivalentes, obtidos através do cálculo, tinham em relação aos valores do ensaio com este equipamento.

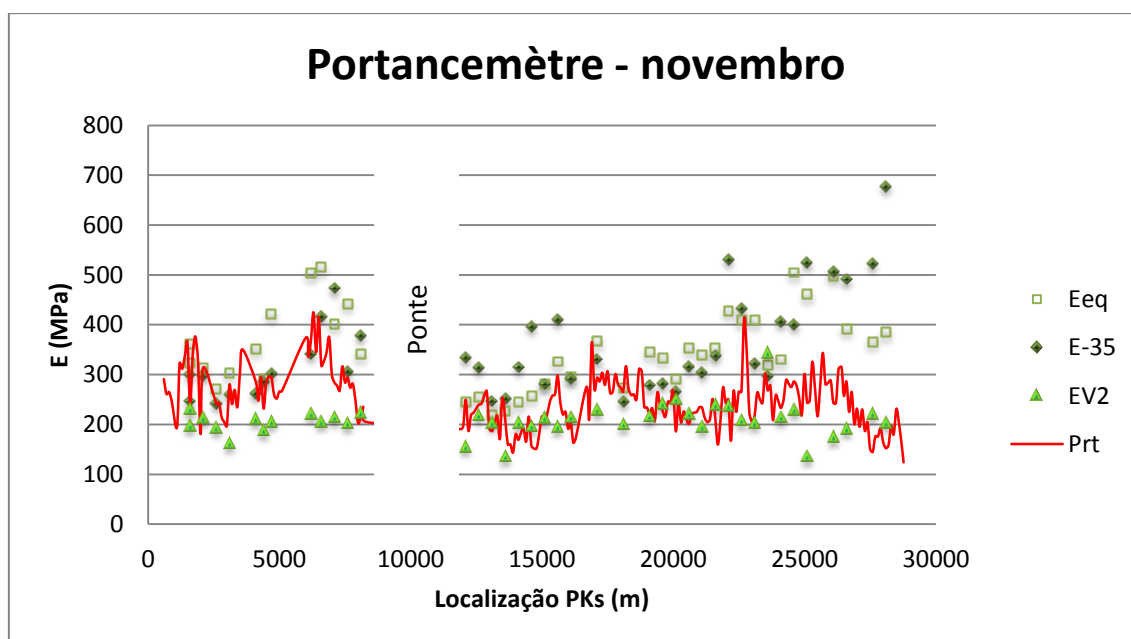


Figura 6.34 – Ensaio de Portancemètre em novembro.

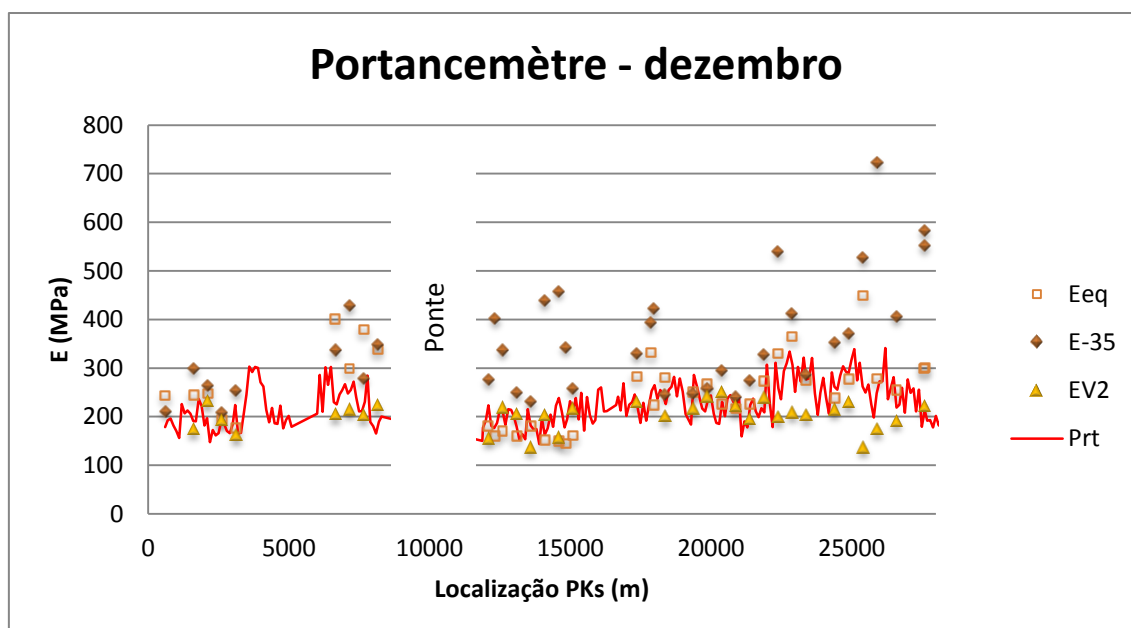


Figura 6.35 – Ensaio de Portancemètre em dezembro.

Verifica-se assim para ambos os gráficos uma correspondência bastante boa entre os resultados. Constata-se também, que os ensaios realizados com o Portancemètre refletem a heterogeneidade das diversas zonas ao longo do trecho, detetada já nos ensaios com o Defletómetro de Impacto. Por exemplo, nas zonas correspondentes a A2Z2 pode observar-se uma maior rigidez da estrutura, o que não é perceptível no caso dos Ensaios de Carga com Placa.

Defletómetro de Impacto portátil

Outro equipamento com o qual foram feitos alguns ensaios no mês de dezembro, foi o Defletómetro de Impacto Portátil, vulgarmente designado por DIP. Este equipamento representa uma boa alternativa para os locais de ensaio de difícil acesso do Defletómetro de Impacto “normal” (Fortunato, 2005). Assim sendo, apresenta-se como exemplo na Tabela 6.10, bem como na Figura 6.36, uma comparação dos resultados de campo obtidos pelo DIP com os módulos equivalentes calculados num dos pontos representativos para o mês de dezembro. Neste ponto foram realizados ensaios com o Defletómetro de Impacto “normal” com várias forças de ensaio. Os resultados são apresentados de seguida.

6.7.2 Influência da força de ensaio aplicada

De realçar que a força mais utilizada ao longo de todo este estudo foi a de 25 kN por ser a mínima aplicável por este equipamento, (FWD), e dado que as forças que ocorrem a este nível nas estruturas ferroviárias são ainda mais baixas. No entanto, também se analisaram outro tipo de forças, nomeadamente 60, 80, 100 e 120 kN para se averiguar as diferenças ao nível dos módulos de deformabilidade, tendo sido aqui que tal sucedeu. Assim sendo, procedeu-se ao cálculo do E_{eq} e do E_{-35} para várias forças no mês de dezembro num dos pontos de ensaio. Os resultados obtidos são

apresentados na Tabela 6.10 e na Figura 6.36, em conjunto com o módulo estimado pelo DIP neste ponto, onde o módulo corresponde a uma força de ensaio de 15 kN.

Tabela 6.10 – Módulos de deformabilidade calculados para várias forças de ensaio.

Mês	PK (m)	Força FWD (kN)	Eeq (MPa)	E-35 (MPa)	DIP (15 kN) (MPa)
dez	1600	25	248	265	267
		60	297	250	
		80	316	251	
		100	335	261	
		120	353	273	

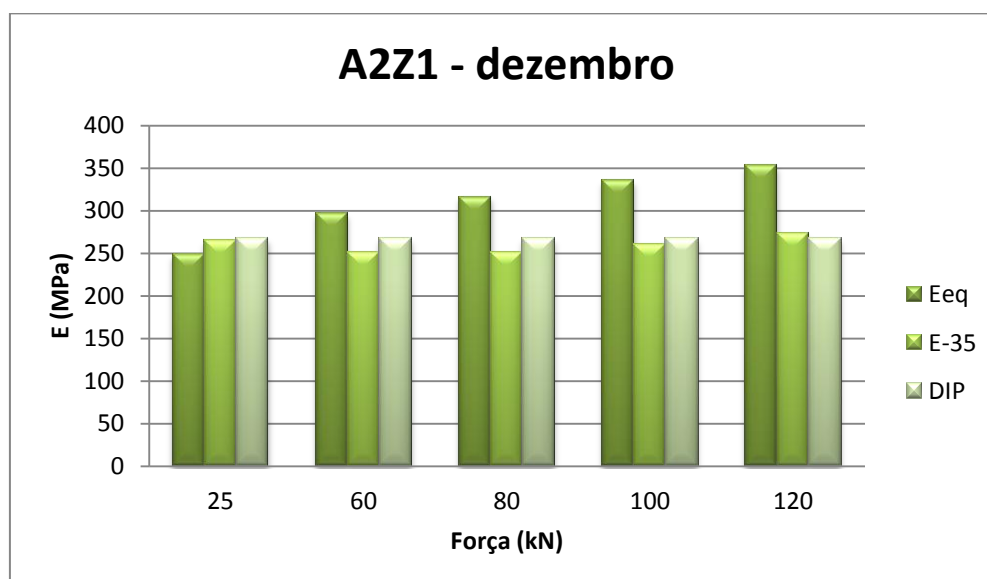


Figura 6.36 – Influência da força de ensaio na variação dos módulos equivalentes.

Constata-se que os módulos obtidos pelo E-35, para todas as forças de ensaio, são muito semelhantes ao módulo medido pelo DIP, podendo-se verificar que não refletem a influência da força aplicada. Assim, recomenda-se no caso da realização de ensaios com forças mais altas, a utilização do E-35 em vez do Eeq, calculado com base na deflexão central.

6.7.3 Comparação da variação ao longo do tempo

Para a avaliação da variação ao longo do tempo e da influência do mês de ensaio foram analisados para a estrutura A1Z1, em todos os meses, os valores obtidos através da retro análise para os módulos de deformabilidade da primeira camada (E_1), bem como os valores do Eeq obtidos pela

fórmula do Boussinesq e os valores do E_{-35} . Assim, pode observar-se na Tabela 6.11 e na Figura 6.37, que os resultados obtidos para E_{-35} são mais constantes ao longo dos meses.

Tabela 6.11 – Variação dos módulos equivalentes e retro analisados ao longo do tempo.

Meses	PK (m)	Força FWD (MPa)	Eeq (MPa)	E-35 (MPa)	E1 (MPa)
nov	2600	25	272	241	400
dez	2600		213	213	250
jan	3100		108	214	115
mar	2600		219	251	270
jun	2600		285	336	375

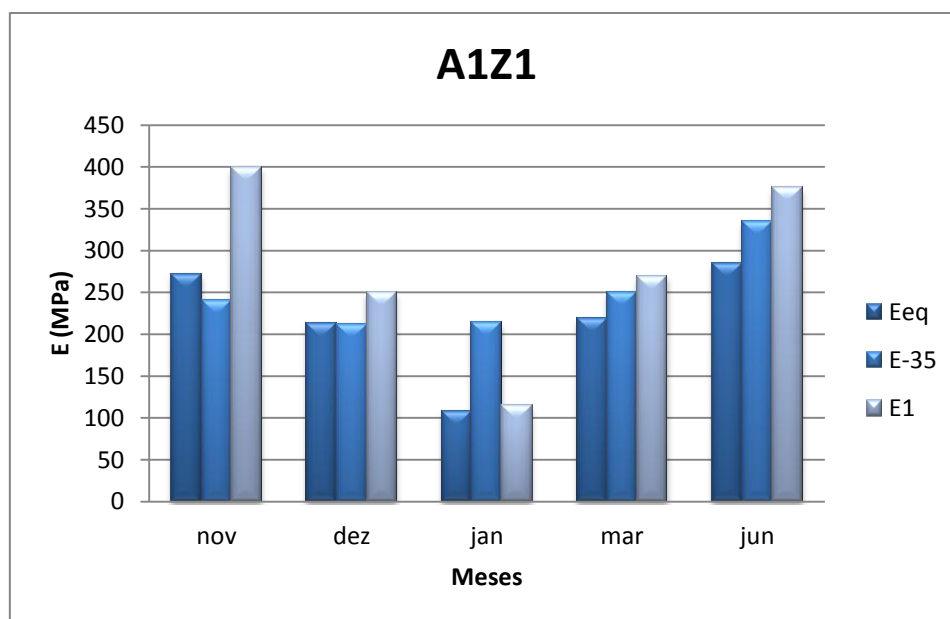


Figura 6.37 – Variação dos módulos de deformabilidade ao longo do tempo.

6.7.4 Influência do número de pancadas realizadas

Como é referido em 6.3.4, nas campanhas de janeiro a junho foram realizados ensaios com uma pancada para cada teste. No entanto, como no mês de novembro foram efetuados ensaios com a aplicação de 3 pancadas, considerou-se útil estudar a influência do número de pancadas aplicadas em cada ponto, na avaliação dos módulos de deformabilidade equivalentes, calculados com base na deflexão central e nas laterais. Assim sendo, foram calculados estes módulos para as deflexões obtidas na primeira e na terceira pancada dos ensaios de novembro.

Com base nos resultados apresentados nas Figura 6.38 e 6.39, verifica-se que os módulos, tanto para E_{eq} como para E_{-35} são muito semelhantes, apresentando pequenas diferenças relativamente à primeira e terceira pancadas.

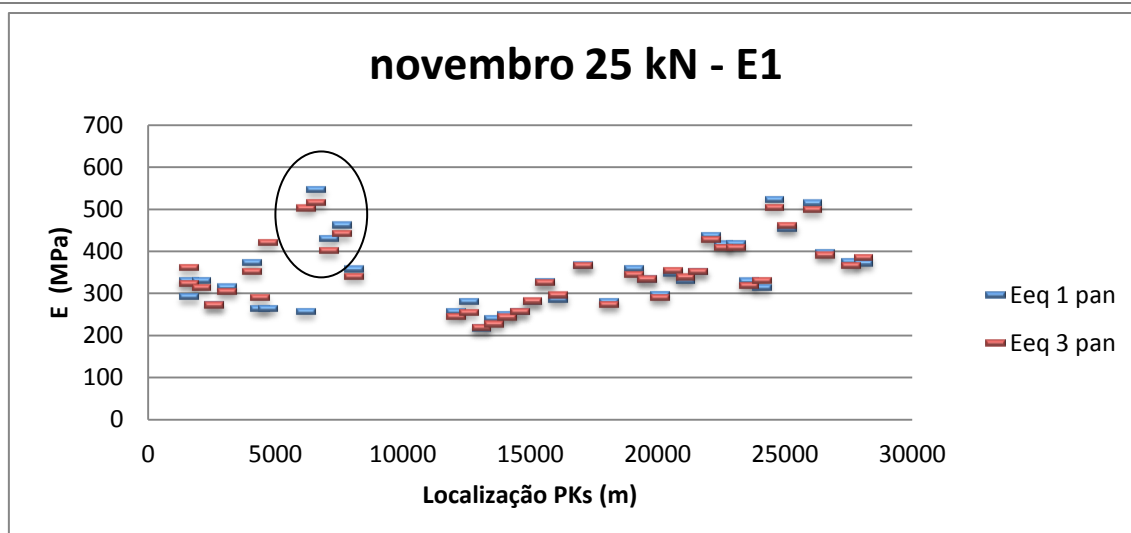


Figura 6.38 – Influência do número de pancadas de ensaio no cálculo do E_{eq} .

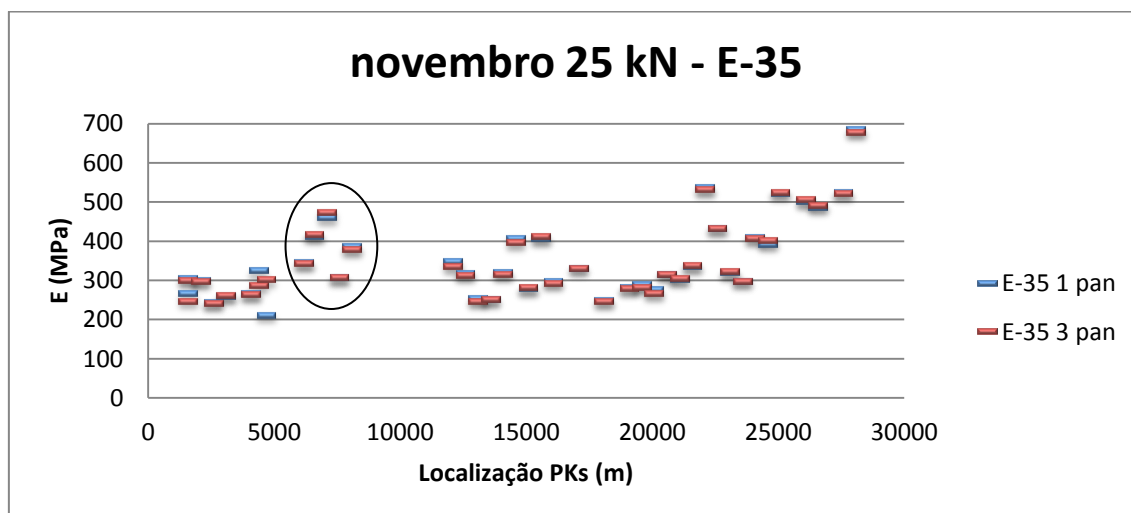


Figura 6.39 – Influência do número de pancadas de ensaio no cálculo do E_{35} .

No entanto, no caso do E_{eq} calculado com base na deflexão central, existem algumas zonas em que a diferença entre o módulo calculado, com a terceira pancada, é relativamente mais baixo do que o calculado com base na primeira (ver a zona salientada nas figuras). Isso reflete a deformação plástica do material sob a placa quando são aplicadas várias pancadas até à estabilização.

Assim, considera-se mais fiável recorrer ao módulo equivalente calculado com base nas deflexões laterais quando se tem apenas uma pancada para cada ponto de ensaio.

6.8 Avaliação da vida útil

6.8.1 Ação do tráfego

A via-férrea balastrada é uma estrutura relativamente complexa com comportamento não linear. A análise estrutural da via-férrea deve contemplar a interação dos diferentes componentes da superestrutura e da subestrutura, de forma a estudar o comportamento conjunto e permitir determinar os efeitos das cargas produzidas pelo tráfego na via, nomeadamente tensões e deformações (Fortunato, 2005).

Embora a velocidade elevada dos comboios de passageiros imponha parâmetros de nivelamento mais exigentes, é sobretudo o tráfego de mercadorias que maior impacto tem sobre a plataforma, quer pelo valor das cargas por eixo, quer pela intensidade de tráfego.

Considerando os dados observados na Tabela 6.12, conseguiu-se chegar a um volume de tráfego de 1600 passagens de eixos por dia na via. Sabendo-se que o número de eixos por vagão é de 4, multiplicou-se esse valor pelo número de vagões por comboio, que no caso de comboios de mercadorias é bastante variável, consoante o tipo de mercadoria transportada. Feito este cálculo, obteve-se o tráfego médio diário utilizado para o estudo.

Tabela 6.12 – Dados relativos ao tráfego ferroviário diário.

Número de eixos por vagão	4
Número de comboios de Passageiros	10
Número de comboios de mercadorias	21
Número de eixos/dia passageiros	240
Número de eixos/dia mercadorias	1360
TMD	1600

A Figura 6.40 esquematiza a distribuição das cargas através dos rodados do material circulante.

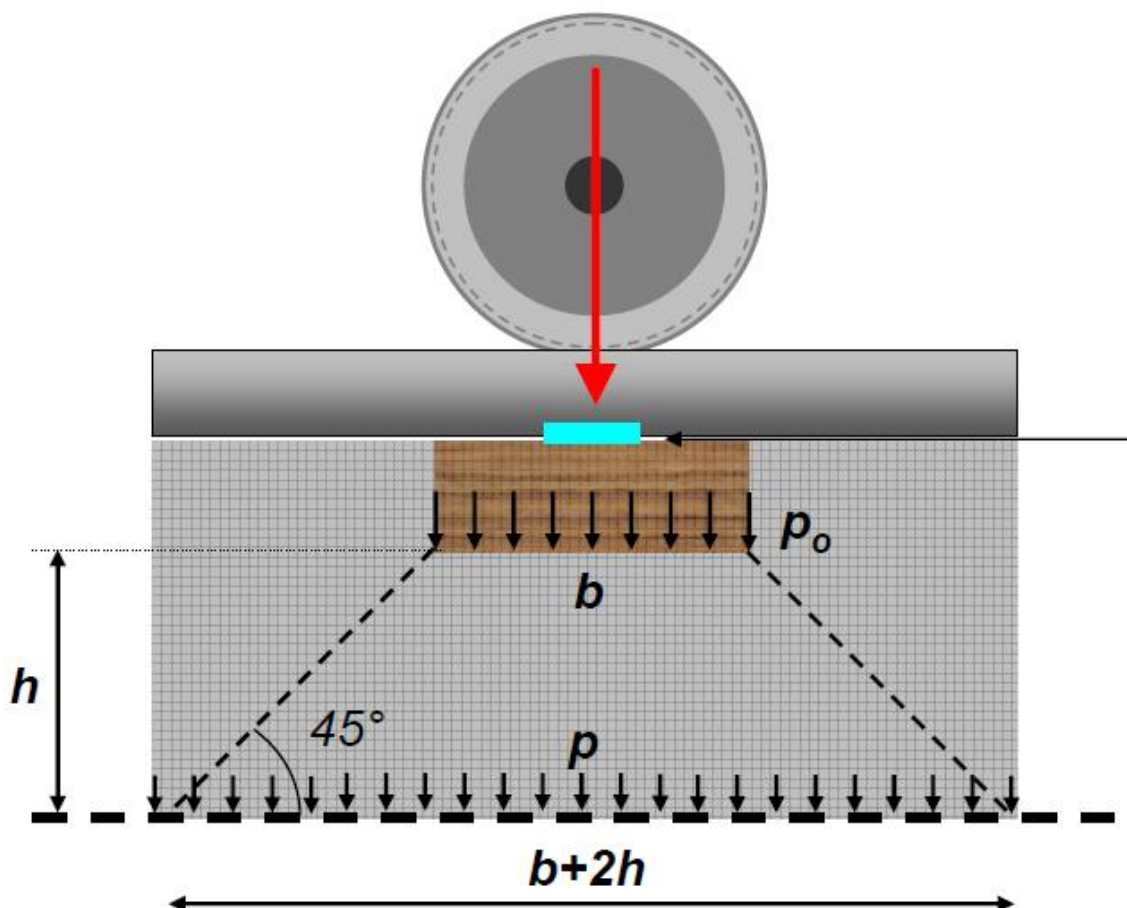


Figura 6.40 – Distribuição de uma força pontual ao longo da via (Loprencipe, 2008).

Olhando para a fórmula preconizada na Figura 6.40, foi calculada a pressão, para assim se conseguir chegar ao valor da carga aplicada na infraestrutura, onde:

- p - Pressão ao nível do topo da camada de sub-balastro (kN);
- $b \cdot u$ – Área de contacto entre a travessa e o balastro abaixo do carril (m^2);
- p_o - Pressão por eixo transmitida ao nível do contacto travessa/balastro (kN);
- h - Espessura do balastro (m).

Dependendo do modelo de dimensionamento, a carga considerada poderá ser apenas o valor do peso por eixo do comboio de um modo mais simplificado, o que faz com que esta se degrade através das diversas camadas. Na Figura 6.41 pode-se vislumbrar um esquema representativo utilizado mais adiante, em 6.8.3, para o cálculo da vida útil da infraestrutura.

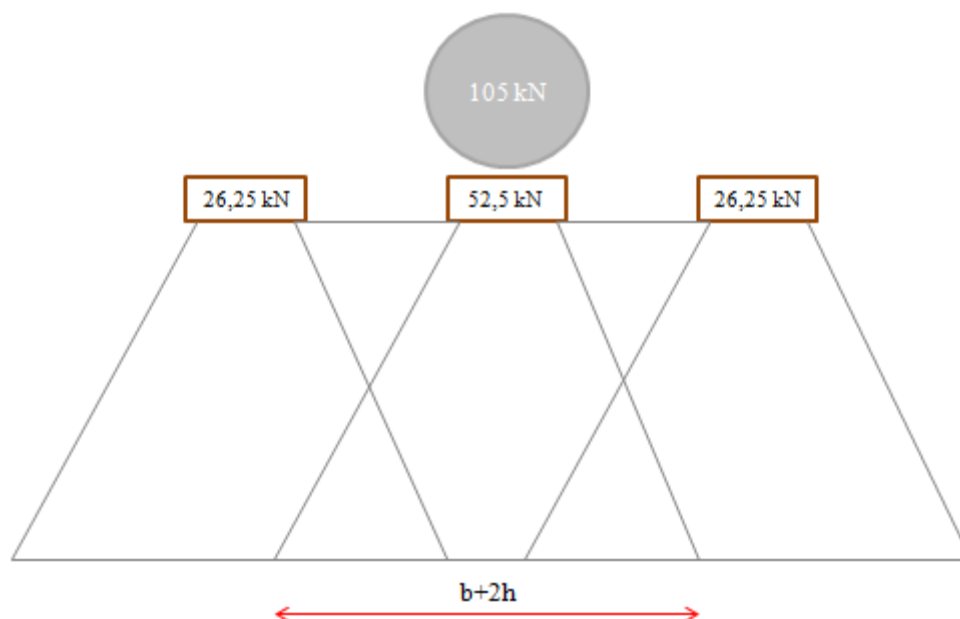


Figura 6.41 – Esquema representativo de distribuição das forças.

O facto de ser utilizada numa primeira análise apenas a força de 52,5 kN e numa segunda também a força de 26,25 kN, prende-se em grande medida com o efeito combinado das travessas, ou seja, como as infraestruturas ferroviárias apresentam um comportamento bastante rígido, não se consegue corresponder os valores das extensões obtidos, para apenas uma força de 52,5 kN à realidade, pelo que se adota uma distribuição de forças preconizada com 52,5 kN e 26,25 kN, por estar mais próxima de uma estrutura real.

6.8.2 Utilização do programa de cálculo

Por forma a fazer uma análise mais associada à via-férrea propriamente dita, pensou-se ser oportuno fazer o cálculo das extensões para todos os meses através da modelação da estrutura no programa Bisar 3.0, isto para uma carga por eixo de 210 kN, que corresponde a uma força de 52,5 kN na travessa imediatamente abaixo da roda. Digamos que se recorreu ao programa Bisar 3.0 para se fazer uma primeira caracterização de cada uma das estruturas estudadas neste trabalho, nomeadamente as estruturas A1Z1, A1Z1, A2Z1 e A2Z2.

Assim, na Figura 6.42 pode-se ver a definição da carga através do círculo assinalado, nomeadamente o local onde se colocam os valores das cargas a estudar.

Number of Systems (1-10): 1

System Description:

Loads Layers Positions

Use Standard Dual Wheel? ☐ Save Retrieve

Mode of Load: 2 - Load and Radius No of Circular Loads (1-10): 2

Load Number	Vertical Load (kN)	Radius (m)	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Horizontal Load (kN)	Shear Direction (degr.)
1	52,500	0,5865	0,0000	0,0000	0,000	0,0
2	26,250	0,5865	0,6000	0,0000	0,000	0,0

Figura 6.42 – Colocação das cargas no programa BISAR 3.0 para obtenção das extensões.

Relativamente à Figura 6.43, esta mostra o local onde se colocam as coordenadas relativas às localizações em se pretendem calcular as extensões nas estruturas estudadas.

Number of Systems (1-10): 1

System Description:

Loads Layers Positions

Select Positions for Standard Dual Wheel Save Retrieve

No of Position Entries (1-10): 2

Position Number	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)	Z (depth) Coordinate (m)	Layer No
1	0,0000	0,0000	0,5000	3
2	0,3000	0,0000	0,5000	3

Select Layer Select Layer

Figura 6.43 – Colocação das coordenadas no programa BISAR 3.0 para obtenção das extensões.

Feitos os passos anteriormente ditos obtêm-se as extensões (Figura 6.44), onde a partir daí se conseguem fazer os cálculos para a obtenção da vida útil da infraestrutura, como mais adiante será explanado.

BISAR 3.0 - Detailed Results Table

	B	C	D	E	F	G	H
18							
19							
20	1		Layer Number:	3		X Coordinate	0,000E
21							
22	Distance to		Radial	Tangential	Vertical	Radial	Tanger
23	Load Axis (m)	Theta (*)	Displacement	Displacement	Displacement	Stress (Pa)	Stress (
24	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00	1,761E-04	-5,524E+03	-5,524E
25	6,000E-01	1,800E+02	1,275E-05	0,000E+00	5,802E-05	-2,972E+03	-1,579E
26							
27	XX:	-8,496E+03	YY:	-7,103E+03	ZZ:	-3,542E+04	YZ:
28	XX:	6,387E-05	YY:	8,268E-05	ZZ:	-2,996E-04	YZ:
29	UX:	-1,275E-05	UY:	0,000E+00	UZ:	2,341E-04	
30							
31							
32	Normal	Normal	Shear	Shear	X	Y	Z
33	Stress (Pa)	Strain	Stress (Pa)	Strain	Comp.	Comp.	Comp
34	-7,103E+03	8,268E-05			0,0000	1,0000	0,0000
35	-8,210E+03	6,773E-05			0,9948	0,0000	0,1020

Copy to Clipboard Cancel

Figura 6.44 – Obtenção das extensões no programa BISAR 3.0.

6.8.3 Análise dos resultados

Na Tabela 6.13 apresentam-se os resultados das ditas extensões da infraestrutura para todos os meses.

Tabela 6.13 – Extensões para todos os meses com uma força de 52,5 kN.

		A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	εc	2,23E-04	2,36E-04	1,90E-04	1,31E-04
dezembro	εc	2,43E-04	2,22E-04	2,14E-04	1,15E-04
janeiro	εc	2,68E-04	2,01E-04	2,11E-04	1,31E-04
março	εc	2,03E-04	2,05E-04	1,68E-04	1,33E-04
junho	εc	1,66E-04	1,64E-04	1,53E-04	-1,25E-04

A fórmula utilizada para o cálculo da vida útil, tendo em conta o critério de ruína por deformação permanente no topo do solo de fundação, encontra-se descrita seguidamente (Claessen, 1977):

$$\varepsilon_{dp} = 0,021 \cdot N^{-0,25}$$

Onde,

- ε_{dp} – Extensão (MPa);
- N – Vida útil (Anos).

Note-se que os valores das extensões obtidos para essa análise foram pequenos, o que veio a resultar numa vida útil da via-férrea muito elevada, como se verifica na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 – Tempo de vida útil da infraestrutura para uma força de 52,5 kN.

		A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	Anos	135	108	257	1120
dezembro	Anos	96	136	159	1924
janeiro	Anos	65	205	167	1134
março	Anos	195	187	419	1080
junho	Anos	444	457	613	1351

Assim, analisando a vida útil da infraestrutura, observa-se que de uma maneira geral houve um sobredimensionamento da mesma.

Como tal, achou-se pertinente analisar uma estrutura mais reduzida, isto é, estudar o efeito da utilização de uma camada de sub-balastro de 0,15 m em vez de duas (0,30 m), como aplicado em obra. Foi retirada assim, do modelo da estrutura referente ao mês de novembro, uma camada de 0,15 m de sub-balastro em cada uma das zonas estudadas, sendo analisada a resposta da estrutura e a respetiva vida útil neste caso. Obtiveram-se assim os seguintes tempos de vida útil, presentes na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Comparação da vida útil da infraestrutura com 0,30 m e 0,15 m de camada de sub-balastro.

		A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	Anos	135	108	257	1120
novembro 0,15	Anos	50	45	107	559

Constata-se que nesse caso as estruturas da A1Z1 e A1Z2 apresentam valores relativamente razoáveis. Verifica-se assim, que a estrutura poderá estar sobredimensionada, sendo muito mais rígida do que na realidade seria necessário, entrando então em campo também o fator económico, onde a infraestrutura acaba por ficar muito mais cara do que na realidade seria necessário, devido em grande medida ao seu sobredimensionamento.

Por outro lado, pelo facto de ser adotada para este estudo uma abordagem geralmente utilizada para estradas, talvez essa não seja a melhor opção ao nível das infraestruturas ferroviárias, pois os valores obtidos são pouco realistas e têm uma variabilidade muito grande, tanto espacial, entre as diversas zonas estudadas, como ao longo do tempo, entre os diferentes meses de ensaio.

Uma vez que os valores obtidos para esta abordagem suscitaram alguma “desconfiança”, sendo exagerados em termos de vida útil, optou-se por fazer o mesmo estudo, mas agora não apenas para uma força central de 52,5 kN, mas sim para duas, sendo a central de 52,5 kN e uma outra de 26,25 kN. Desta forma, tem-se em consideração a influência da carga da roda em duas travessas consecutivas.

Assim, e analisando os valores presentes na Tabela 6.16, observa-se que os valores das extensões de uma maneira geral sobem todos eles, comparativamente aos das extensões da Tabela 6.13.

Tabela 6.16 – Extensões para todos os meses com uma força de 52,5 kN e 26,25 kN.

		A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	εc	2,90E-04	3,06E-04	2,47E-04	1,69E-04
novembro 0,15	εc	3,71E-04	3,82E-04	3,08E-04	2,04E-04
dezembro	εc	3,14E-04	2,86E-04	2,78E-04	1,47E-04
janeiro	εc	3,44E-04	2,56E-04	2,73E-04	1,68E-04
março	εc	2,62E-04	2,65E-04	2,17E-04	1,71E-04
junho	εc	2,14E-04	2,12E-04	1,99E-04	1,62E-04

Na Tabela 6.17 pode-se observar o tempo de vida útil para 52,5 kN e 26,25 kN.

Tabela 6.17 – Tempo de vida útil da infraestrutura para uma força de 52,5 kN e 26,25 kN.

		A1Z1	A1Z2	A2Z1	A2Z2
novembro	Anos	47	38	90	405
novembro 0,15	Anos	18	16	37	194
dezembro	Anos	34	50	56	705
janeiro	Anos	24	78	60	416
março	Anos	70	68	150	391
junho	Anos	159	164	214	481

Relativamente à vida útil, (Tabela 6.17) nota-se claramente que esta diminui significativamente para valores mais realista, sendo que continuou-se o estudo com o auxílio de uma abordagem mais ligada às rodovias, pelo que se continua na incerteza relativamente à veracidade destes resultados, nomeadamente no que à resistência da infraestrutura diz respeito.

7 Considerações Finais

7.1 Conclusões

Atendendo à situação económica em que se encontra a Europa, e com a escalada do preço do petróleo, torna-se cada vez mais importante a aposta em soluções alternativas para o transporte das pessoas bem como das mercadorias. Após alguns anos de declínio, o transporte ferroviário apresenta-se hoje como uma excelente alternativa aos meios de transportes mais convencionais, não só por não necessitarem de combustíveis fósseis para se deslocarem, como por apresentarem preços bastante competitivos comparativamente ao transporte rodoviário, ganhando assim uma importância nevrálgica na política de transportes nacional e internacional.

Para tal, há que reforçar a aposta nas infraestruturas ferroviárias, nomeadamente na sua qualidade ao nível da construção, por ser um fator determinante para a sua sustentabilidade. Daí que devido ao momento económico que assola Portugal, se deva proceder a um melhoramento/modernização das infraestruturas existentes, uma vez que a competitividade do transporte ferroviário se encontra diretamente ligado à qualidade de conservação e reabilitação da via-férrea.

Pegando no que anteriormente é dito, torna-se necessário melhorar as técnicas de inspeção, tanto durante a construção como para a avaliação da conservação da via, através da implementação de ensaios de carga não destrutivos. Assim, para este trabalho em concreto tem-se dado um maior ênfase ao equipamento Defletómetro de Impacto. Este equipamento é um equipamento adequado para a avaliação quase em contínuo de uma infraestrutura, pelo facto de demorar cerca de cinco minutos a efetuar cada ensaio. Tem como premissa medir a bacia da deformação em vários pontos, permitindo assim avaliar as características das diferentes camadas da subestrutura.

Sempre que se realiza este ensaio, principalmente em materiais não ligados, é recomendável que se faça mais do que uma pancada para cada ensaio, de maneira a estabilizar a placa, e que se utilize para interpretação a última pancada. Assim, recomenda-se a realização de pelo menos três pancadas, sendo que para forças de carga maiores poderão ser necessárias mais pancadas.

Verifica-se ao longo deste estudo, nomeadamente no capítulo 6, uma grande variabilidade dos resultados ao longo do ano, sendo por isso recomendável acompanhar estes ensaios sempre com uma medição do teor em água.

Com base nestes resultados, verifica-se que no caso da retro análise apenas se consegue estudar alguns pontos, considerados representativos de zonas de comportamento estrutural homogéneo. O processo é bastante preciso, permitindo a caracterização de todas as camadas que constituem a estrutura. No entanto, é um processo um pouco moroso por implicar várias tentativas até se chegar a valores aceitáveis.

Agora se olharmos para o módulo equivalente (E_{eq} e E_{-35}), consegue-se ter uma visão global e rápida da heterogeneidade da infraestrutura, para não falar de que se trata de um processo bastante célere e fiável. Dentro do módulo equivalente verifica-se que a opção pelo E_{-35} apresenta vantagens comparativamente ao E_{eq} , isto pelo facto de ser menos sensível à variação da carga devido ao facto de não refletir a deformação permanente da placa durante o ensaio.

A abordagem ideal seria uma combinação dos dois processos, da avaliação expedita e da retro análise, dependendo do objetivo do estudo. Por exemplo, durante a construção, uma avaliação da homogeneidade da estrutura pode ser realizada com base no módulo equivalente, enquanto que para o cálculo da vida útil seria utilizada a retro análise.

No que concerne à vida útil da infraestrutura, constatou-se que os valores obtidos através do método utilizado não eram muito representativos, por terem sido desenvolvidos para vias rodoviárias, algo que pode explicar os resultados obtidos para a via-férrea em questão.

7.2 Desenvolvimentos Futuros

Como desenvolvimentos futuros propõe-se a realização de ensaios comparativos realizados nas mesmas condições, principalmente com o Ensaio de Carga com Placa, sendo este o ensaio de referência, sempre acompanhado da avaliação do teor em água.

Estabelecer limites para os ensaios com o Defletómetro de Impacto, por exemplo uma deflexão máxima para uma dada carga como equivalente ao módulo de deformabilidade mínimo de projeto, para tentar desenvolver critérios de controlo de qualidade baseados nos ensaios realizados com este equipamento.

Flexibilizar as soluções de projeto com base nas condições reais da obra, avaliada com o Defletómetro de Impacto, para com isso se conseguir alcançar soluções mais económicas.

Desenvolver métodos de dimensionamento para infraestruturas ferroviárias, visto estar-se a adaptar métodos de dimensionamento de estrada.

Bibliografia

A.I.M. Claessen, J. E. (1977). Asphalt Pavement Design. The Shell Method. Fourth International Conference on Strutural Design of Asphalt Pavements.

Almeida, J. R. (1993). Analytical Techniques for the Structural Evaluation of Pavements - Tese de Doutoramento. Nottingham: Universidade de Nottingham.

Alves, J. (2010). Avaliação de Dimensionamento da Subestrutura Ferroviária de Linhas de Alta Velocidade - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico.

Alves, T. (2007). Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários. Aplicação Prática do Radar de Prospecção e do Deflectómetro de Impacto - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico.

Antunes, M. (1993). Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmicos - Tese de Doutoramento. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico.

Antunes, M. d., & Almeida, J. R. (1996). Técnicas de Observação de Pavimentos: Avaliação Estrutural e Funcional. Lisboa: Curso de Formação Avançada no Âmbito do Protocolo para a Formação JAE/IST.

Betoteste. (2009). Carga em Placa - <http://www.betoteste.pt/carga-em-placa.html> - Consultado em Novembro de 2011.

Bro, C. (2006). User's Manual - FWD Pri 2100 . Carl Bro Intelligent Solutions.

Burrow, M., Chan, A., & Shein, A. (2007). Deflectometer-based analysis of ballasted railway tracks - Artigo Científico. Birmingham: Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Birmingham.

Correia, F. (2010). Modelação e Resposta de Vias Ferroviárias para Cargas Móveis - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Universidade Nova de Lisboa.

De Chiara, F. (2010). Sub Ballast Ferroviari. Caratterizzazioni, confronto e sviluppo di nuove soluzioni progettuali - Dissertação de Mestrado. Roma: Faculdade de Engenharia da Universidade de Sapienza.

De Chiara, F., Pereira, D., Fontul, S., & Fortunato, E. (2012). Track Substructure Assessment Using Non Destructive Load Tests. A Portuguese Case Study – Artigo Científico apresentado no “SIIV-5th International Congress - Sustainability of Road Infrastructures 2012”. Roma, Itália.

Domingos, P. (2007). Reforço de Pavimentos Rígidos. Modelação do Comportamento Estrutural - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico.

E. Tutumluer, H. H. (2007). Discrete Element Modeling of Railroad Balast Settlement - <http://ict.uiuc.edu/railroad/CEE/pdf/AREMA%202007%20Conf%20Paper%20by%20Tutumluer%20et%20al.pdf> - Consultado em Maio de 2012. AREMA.

Esvel, C. (2001). Modern Railway Track (Second Edition) - Livro. Delft: Delft University of Technology.

Fernandes, J. (2011). Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-férreas - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Universidade Nova de Lisboa.

Fernandes, P. (2009). Análises Dinâmicas com Interação Veículo-Via-Tabuleiro em Pontes para Ferrovias de Alta Velocidade - Dissertação de Mestrado. Vila Real: Departamento de Engenharia - Universidade de Trás-Os-Montes e Alto Douro.

Fontul, S. (2004). Structural Evaluation of Flexible Pavements using Non-destructive Tests - Tese de Doutoramento. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Coimbra.

Fontul, S. (2009). Aplicação do Equipamento Radar de Prospecção na Avaliação Estrutural de Pavimentos - Artigo publicado na revista "Infra-estruturas África" número 1 . Lisboa.

Fontul, S. (2010). "Infra-Estruturas Ferroviárias e Portuárias" - Slides das Aulas da Unidade Curricular. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Universidade Nova de Lisboa.

Fontul, S., Antunes, M., Fortunato, E., & Oliveira, M. (2007). Practical Application of GPR in Transport Infrastructure Survey - Comunicação apresentada no "International Conference on Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials". Atenas, Grécia.

Fortunato, E. (2005). Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga - Tese de Doutoramento. Porto: Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Freire, A. C. (1994). Estudos Relativos a Camadas de Pavimentos Constituídas por Materiais Granulares - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Vias de Comunicação - Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Freire, A. C. (2002). Deformações Permanentes de Misturas Betuminosas em Pavimentos Rodoviários - Tese de Doutoramento. Coimbra: Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Coimbra.

George, K. (2003). Falling Weight Deflectometer For Estimating Subgrade Resilient Moduli - Relatório Final. Mississippi: Departamento de Engenharia Civil - Universidade do Mississippi.

Govind, K. K. (2010). Caracterização Estrutural de Infra-estruturas de Transporte Através de Métodos de Auscultação Não Destrutivos - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

IT.GEO.001. (2008). Fornecimento de Balastro e Gravelha. Rede Ferroviária Nacional - REFER, EP.

IT.GEO.006. (2007). Características técnicas do sub-balastro. Rede Ferroviária Nacional - REFER, EP.

Lee, Y.-H. (2010). Study of Backcalculated Pavement Layer Moduli from the LTPP Database - Artigo Científico. Tamsui, Taiwan: Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Tamkang.

Loprencipe, G. (2008). Lezioni del corso di Infrastrutture Ferroviarie. Roma: Faculdade de Engenharia da Universidade de Sapienza.

Miranda, T. (2009). Espaço Ferroviário - <http://www.flickr.com/photos/talvesmiranda> - Consultado em Abril de 2012.

Neves, M. (2010). Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade: Efeito da Via Balastrada - Dissertação de Mestrado. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico.

Paixão, A. (2009). Fotografias.

Paixão, A., & Fortunato, E. (2009). Novas Soluções de Superestrutura de Via para a Alta Velocidade Ferroviária - Relatório Científico - Transportes ITC XX. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil .

Pedrosa, M. (2009). Caracterização da Fundação de Infra-Estruturas de Transporte com Recurso ao Georadar. Identificação das Camadas de Apoio - Dissertação de Mestrado. Porto: Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pereira, D. (2010). Relatório de Estágio no Departamento de Produção de Geotecnia. Lisboa: Opway Engenharia SA.

Quaresma, L. (1985). Características Mecânicas de Camadas de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários Construídas por Materiais Granulares - Tese de Mestrado. Lisboa: Departamento de Vias de Comunicação - Universidade Nova de Lisboa.

REFER. (2010). Léxico - <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/TransporteFerroviario/Lexico> - Consultado em Outubro de 2011.

Rodovias, V. E. (2011). Deflectógrafo Lacroix - <http://www.vectra-esteio.com.br/lacroix.html> - Consultado em Novembro de 2011.

Santos, F. (2011). Infraestruturas Ferroviárias Rumo à Alta Velocidade - Dissertação de Mestrado. Leiria: Departamento de Engenharia Civil - Instituto Politécnico de Leiria.

Snirh. (2012). Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos - <http://www.snirh.pt/index.php?idMain=1&idItem=1.1> - Consultado em Abril de 2012.

Teixeira, P. (2003). Contribución a la Reducción de los Costes de Mantenimiento de Vías de Alta Velocidad Mediante la Optimización de su Rigidez Vertical - Tese de Doutoramento. Barcelona: Universidade Politécnica da Catalunha.

Truck. (2011). Truck (Bogie) - http://www.infovisual.info/05/050_en.html - Consultado em Dezembro de 2011.

UIC719R. (2008). Earthworks and Track Bed for Railways Lines - Norma. UIC.

Vale, C. (2004). Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis - Tese de Mestrado. Porto: Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vale, C. (2010). Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade - Tese de Doutoramento. Porto: Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Anexo I – Equipamentos de carga não destrutivos

A1. Equipamentos com carga rolante

Defletógrafo LNEC

O defletógrafo LNEC é um equipamento desenvolvido nos anos 60, que com o auxílio de uma viga *Benkelman* permite registar a linha de influência dos deslocamentos verticais da superfície de um pavimento, num determinado alinhamento, à passagem do eixo traseiro (eixo simples, com rodado duplo) de um camião, descarregando 80 a 130 kN nesse eixo. Para tal, faz-se uso de um transdutor de distâncias ligado ao rodado do camião, e um transdutor de deslocamentos tipo LVDT montado na viga, sendo a linha de influência registada graficamente num registador XY. Para a execução de um ensaio de carga com o defletógrafo LNEC, o camião de ensaio pára a cerca de um metro atrás do ponto a ensaiar, sendo então colocada no pavimento a viga *Benkelman*, por forma a que a ponta apalpadora fique apoiada no ponto de ensaio, ficando os apoios que servem de referência para a medição das deflexões para trás, de modo a que o pavimento na zona dos apoios seja o menos possível influenciado pelos rodados do camião. A resposta do pavimento é medida na descarga, onde o deslocamento do camião ronda os 2 a 3 km/h de velocidade (Antunes M. , 1993) e (Antunes & Almeida, 1996).

Note-se que a viga de *Benkelman* é um equipamento desenvolvido na década de 50, para caracterização de pavimentos no âmbito do ensaio *AASHO*, e que tem sido bastante utilizado desde então, para a realização de ensaios de carga com pneus, medindo apenas a deflexão máxima à passagem do rodado de ensaio, por intermédio de um defletómetro mecânico (Antunes M. , 1993). Na Figura A1.1, encontra-se descrito um esquema deste equipamento.

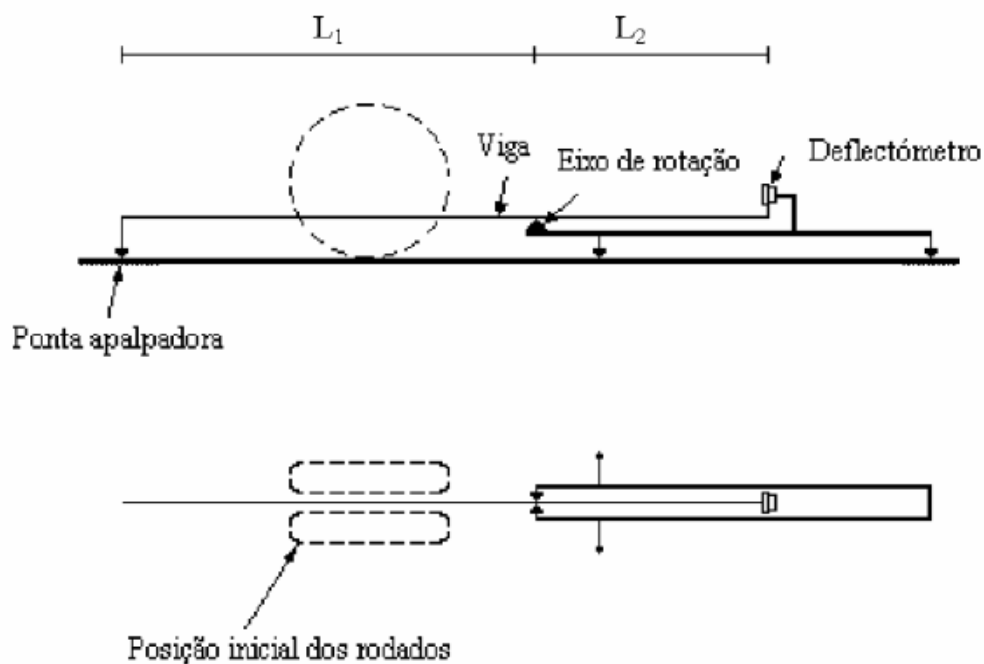


Figura A1.1 – Esquema de funcionamento da viga de *Benkelman* (Alves T. , 2007).

Este equipamento permite a execução de 60 a 80 ensaios por dia, sendo necessário dispor de três operários para realizar o ensaio, nomeadamente um motorista, um operador para colocar a viga e um outro para trabalhar com o registador.

O defletógrafo de pavimentos (Figura A1.2) é um dispositivo adequado à caracterização estrutural de pavimentos rodoviários, tendo como objetivo o cálculo do reforço. A desvantagem deste, em relação a equipamentos mais recentes, prende-se com a reduzida velocidade da carga rolante no ensaio, nomeadamente em grandes extensões (Fontul, 2004) e (Govind, 2010).



Figura A1.2 – Defletógrafo de pavimentos do LNEC (Fontul, 2004).

Atualmente existem versões digitais de Viga *Benkelman* em alumínio e com formato telescópico, onde a medição e registo de deflexões são automáticos, por intermédio de uso de um transdutor eletrónico, *PDA*, *GPS* e ainda programa informático (Govind, 2010).

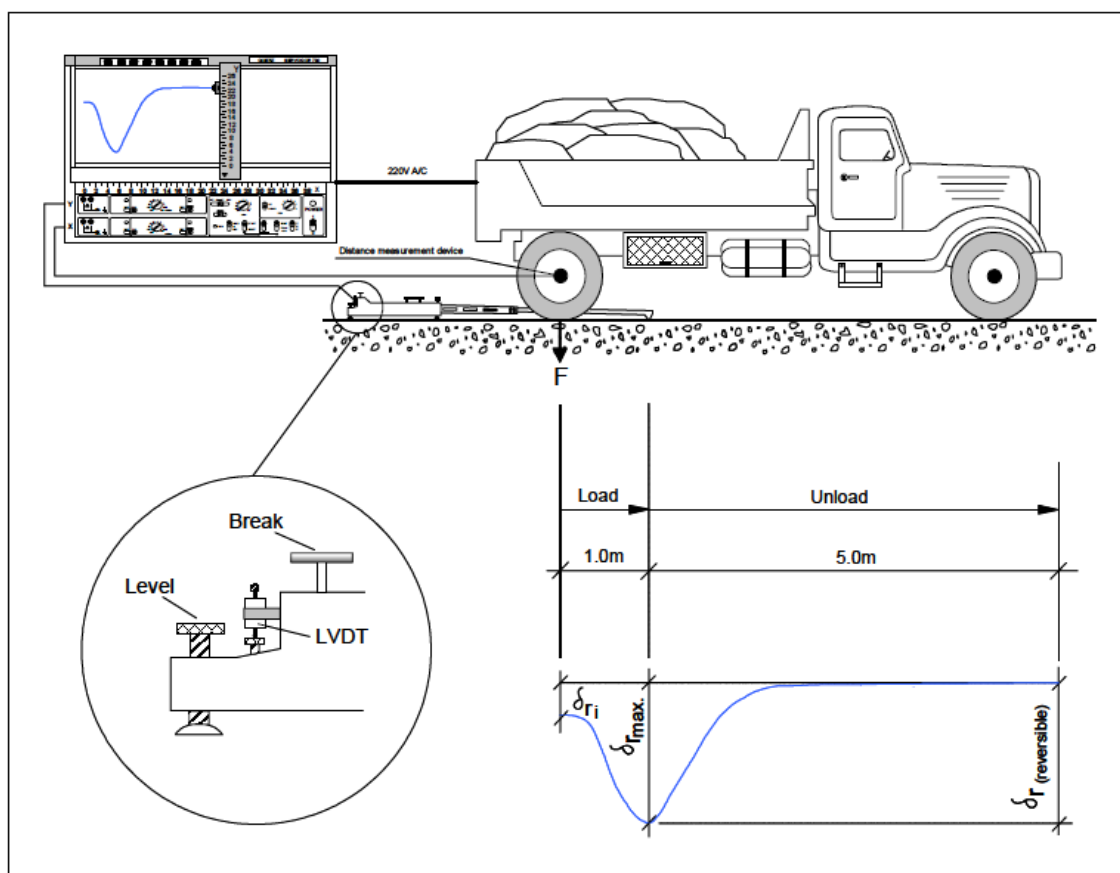


Figura A1.3 – Esquema ilustrativo do funcionamento do defletógrafo do LNEC (Fontul, 2004).

Defletógrafo Lacroix

O defletógrafo *Lacroix* (Figura A1.4) foi desenvolvido em França com o intuito de aumentar o rendimento dos ensaios efetuados com a viga *Benkelman*, tendo como princípio base de ensaio o que anteriormente foi referido acerca deste último equipamento. A velocidade do veículo durante os ensaios é de 3 a 4 km/h, permitindo a realização de ensaios numa extensão de 20 a 30 km por dia de trabalho. A distância entre pontos de teste é geralmente de 3 a 5 m (Antunes M. , 1993), (Fontul, 2004), (Alves T. , 2007) e (Govind, 2010). O equipamento efetua a medição da extensão do percurso, permitindo assim a identificação das secções de ensaio ao longo do trecho em estudo. Os resultados das medições são registados em disco rígido e tratados através de programa informático (Govind, 2010).

As vigas montadas no veículo de ensaio têm um funcionamento semelhante à *Benkelman*. No ensaio apenas é medida a deflexão máxima, de ponto para ponto, nas duas rodéiras. Note-se que as deflexões neste ensaio, contrariamente ao que acontece com o defletógrafo LNEC, são medidas na

carga e não na descarga, daí que a deflexão medida seja a soma da deflexão elástica com a deflexão permanente (Antunes M. , 1993), (Antunes & Almeida, 1996) e (Alves T. , 2007).



Figura A1.4 – Defletógrafo *Lacroix* (à esquerda) e viga em posição de ensaio (à direita) (Rodovias, 2011).

Assim sendo, este equipamento é de grande utilidade para estudos de rede, ou para efetuar o zonamento de um determinado troço, para além de apresentarem um maior rendimento do que a viga *Benkelman*, evidenciando no entanto, algumas limitações no que toca à velocidade de ensaio e à fiabilidade, comparativamente com equipamentos mais atuais.

Curviâmetro

O Curviâmetro possibilita executar medições a uma velocidade de 18 km/h, sendo registadas deflexões em intervalos de 5 m. Podem ser ensaiados cerca de 50 a 120 km de pavimento diariamente, sendo as deflexões medidas de 4 em 4 cm. É um equipamento composto por um camião (Figura A1.5), que perante a solicitação dos rodados do eixo traseiro, procede à medição de deflexões na superfície do pavimento (Alves T. , 2007) e (Govind, 2010).



Figura A1.5 – Curviâmetro (à esquerda) e corrente do Curviâmetro (à direita) (Alves T. , 2007).

A carga induzida pelos rodados do eixo traseiro do camião permite a obtenção de bacias de deflexão, a partir de uma corrente que se apoia no pavimento e que passa no meio dos pneus de cada rodado

duplo, como pode ser observado na Figura A1.6. Associado ao princípio de medida está o cálculo da deflexão efetivamente medida, a partir da aceleração vertical de um ponto da superfície do pavimento.

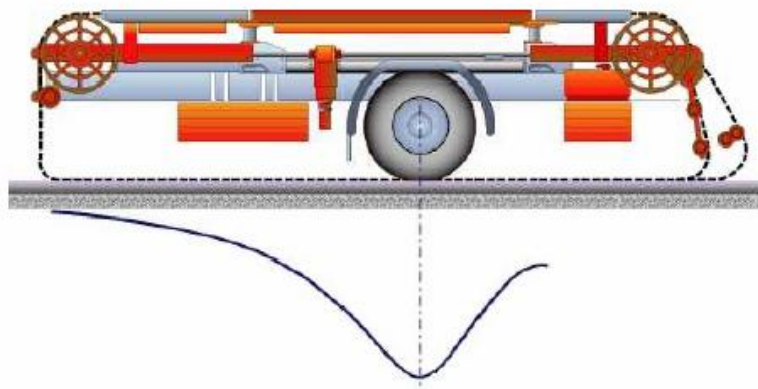


Figura A1.6 – Esquema de funcionamento do sistema de medição do curvâmetro (Alves T. , 2007).

Este equipamento possui uma corrente de quinze metros, a qual consequentemente também desfruta de três geofones igualmente espaçados entre si (de 5 em 5 m). A corrente entra em contacto com o pavimento um metro à frente do rodado duplo, cessando o contacto três metros após a passagem do eixo do rodado duplo do veículo (Govind, 2010).

O Curvâmetro faculta a execução de ensaios com uma velocidade superior ao Defletógrafo *Lacroix*, sendo exequível a sua utilização para extensões de pavimento superiores, no entanto não é satisfatório para ser integrado na circulação rodoviária, carecendo de medidas de segurança particulares para que o ensaio possa ser executado devido às suas dimensões (Fontul, 2004).

Equipamentos de Medição de Deflexões por Carga Harmónica

Os equipamentos de medição de deflexões por carga harmónica, conhecidos por *Dynaflect*, *WES* e *Road Rater*, foram concebidos nos E.U.A., sendo utilizados especialmente nesse mesmo país (Antunes M. , 1993), (Fontul, 2004) e (Govind, 2010).

Estes equipamentos aplicam no pavimento uma carga sinusoidal gerada pela rotação de duas massas em sentidos contrários, de tal forma que a resultante das forças horizontais é nula em cada instante, e a resultante das forças verticais varia sinusoidalmente no tempo (Antunes M. , 1993).

De entre os equipamentos incluídos nesta classe, o *Dynaflect* é o mais conhecido. Na Figura A1.7 verifica-se que este equipamento transmite a carga ao pavimento com o auxílio de duas rodas maciças montadas num atrelado. A totalidade da força aplicada é constituída pela carga estática do próprio equipamento, cerca de 9,0 kN, e pela carga dinâmica que acresce e decresce alternadamente à carga estática. Relativamente à amplitude da carga dinâmica e à frequência da carga sinusoidal, estas rondam os 4,5 kN e 8 Hz, respetivamente (Fontul, 2004) e (Govind, 2010).

Os equipamentos *WES* e *Road Rater*, ao contrário do que é utilizado no *Dynaflect*, possuem uma placa para indução da carga ao pavimento. O primeiro é instalado num reboque de um veículo pesado, ao passo que o segundo é montado num atrelado ou integrado num veículo adaptado.



Figura A1.7 – *Dynaflect* (Govind, 2010).

As deflexões no pavimento são quantificadas através de geofones ou acelerómetros localizados num ou mais pontos da superfície. No que toca ao *Dynaflect*, as deflexões são medidas com o auxílio de cinco geofones localizados a diferentes distâncias da placa de carga, estando o 1º sensor situado entre as rodas maciças da carga.

No que concerne ao rendimento, estes equipamentos detêm um rendimento bastante superior ao do Defletógrafo LNEC, pois o decurso máximo de cada ensaio é de aproximadamente dois minutos, pois este é efetuado com o veículo imóvel no ponto do ensaio, onde posteriormente são assentes na superfície os dispositivos de transmissão de cargas e de medição das deflexões. Geralmente realizam-se várias medições de deflexões em cada ponto de ensaio (Antunes M. , 1993) e (Govind, 2010).

Estes sistemas de medição de deflexões ostentam como inconvenientes: o facto de poderem gerar efeitos de inércia, que são diferentes da carga devido ao tráfego, os valores das amplitudes das cargas serem consideravelmente diferentes do carregamento induzido pelos rodados dos veículos pesados, para além de ser um equipamento bastante pesado, de difícil transporte (Antunes M. , 1993) e (Fontul, 2004).

Defletómetro de Alta Velocidade

Nos últimos anos, têm sido desenvolvidos estudos em vários países com o intuito de desenvolver um equipamento que proporcione a medição da capacidade estrutural de um pavimento, a velocidade de tráfego.

Comparativamente aos restantes equipamentos, é de realçar neste o facto de, permitir a representação mais realista da velocidade e da carga de tráfego, simultaneamente. Assim sendo, é evitado o constrangimento no tráfego, melhorando-se as condições de segurança de circulação, pois é minorado o tempo de elaboração de medições conseguindo-se assim menores custos de operação (Fontul, 2004) e (Govind, 2010).

Estes equipamentos são designados Defletómetros de Alta Velocidade (*High Speed Defectometers*) e estão a ser desenvolvidos em países como os Estados Unidos da América, a Suécia e a Dinamarca. O protótipo americano é o *Rolling Wheel Defectometer (RWD)*, o protótipo sueco é o *Road Deflection Tester (RDT)*, ao passo que o protótipo em desenvolvimento na Dinamarca é o *High Speed Defectograph (HSD)* (Fontul, 2004), (Alves T. , 2007) e (Govind, 2010). Nas Figuras A1.8 e A1.9 encontram-se ilustrados estes equipamentos.

Estes equipamentos são atrelados ou integram um veículo pesado, e socorrem-se a sistemas de medição à distância com sensores laser, para mensurar as deflexões da superfície do pavimento, induzidas pelos rodados de um camião em circulação à velocidade normal de tráfego.



Figura A1.8 – Equipamento *RWD*. Viga rígida com dispositivos de medição por laser (à esquerda) e dispositivo de medição da deflexão (Govind, 2010).

Tanto o *RWD* como o *RDT* utilizam sensores laser de medição da distância que determina as deflexões, tendo em conta a diferença entre o perfil do pavimento sujeito à ação da carga aplicada pelo rodados e o perfil do pavimento, quando não está sujeito à aplicação de cargas. Por seu turno, o *HSD* tem um princípio de medição diferente do descrito para os equipamentos referidos. Estes equipamentos possuem dois sensores laser montados na parte frontal, na roda de carga, onde é medida a velocidade vertical da superfície do pavimento resultante da aplicação da carga do eixo traseiro do veículo (Alves T. , 2007).



Figura A1.9 – RDT (à esquerda) e HSD (à direita) (Alves T. , 2007).

O Defletómetro de Impacto KUAB 150

O equipamento *KUAB 150* do LNEC (Figura A1.10) tem sofrido algumas modificações com o intuito de ser melhorado, sendo que a mais recente alteração se prende com a separação do sistema de suspensão dos transdutores de deflexão do sistema de geração de carga. Deste modo, os sensores estabilizam mais rapidamente, pelo que os sinais registados sofrem menor influência das vibrações do sistema de carga. Relativamente à placa de carga, este dispõe de duas, uma com 300 mm e outra com 450 mm de diâmetro. A primeira é aplicada em pavimentos rodoviários, ao passo que a segunda é utilizada em pavimentos aeroportuários, simulando a área de contacto/impacto dos rodados dos aviões. A superfície de contacto, em ambas as placas, é constituída por um disco de borracha fixo ligado a uma placa metálica, sendo esta constituída por 4 segmentos (Figura A1.11). Atendendo a estes fatores, verifica-se que esta placa de carga dispõe de uma certa adaptabilidade e suavidade, promovendo um melhor contacto com a superfície do pavimento (Fontul, 2004) (Govind, 2010). Quanto ao sistema de medição de deflexões, este é constituído por 7 sismómetros, onde a distância mínima entre estes é fixa em 150 mm, exceto para os dois primeiros sismómetros, e a distância máxima entre a aplicação da carga e o último sismómetro é de 2,5 m (Alves T. , 2007).



Figura A1.10 – Defletómetro de impacto: *KUAB 150 LNEC* (Fontul, 2004).



Figura A1.11 – Placa de carga: *KUAB 150 LNEC* (à esquerda) (Domingos, 2007) e *FWD HWD PRI 2100 TRAILER* do LNEC (à direita).

Anexo II – Gráfico das deflexões normalizadas

B1.

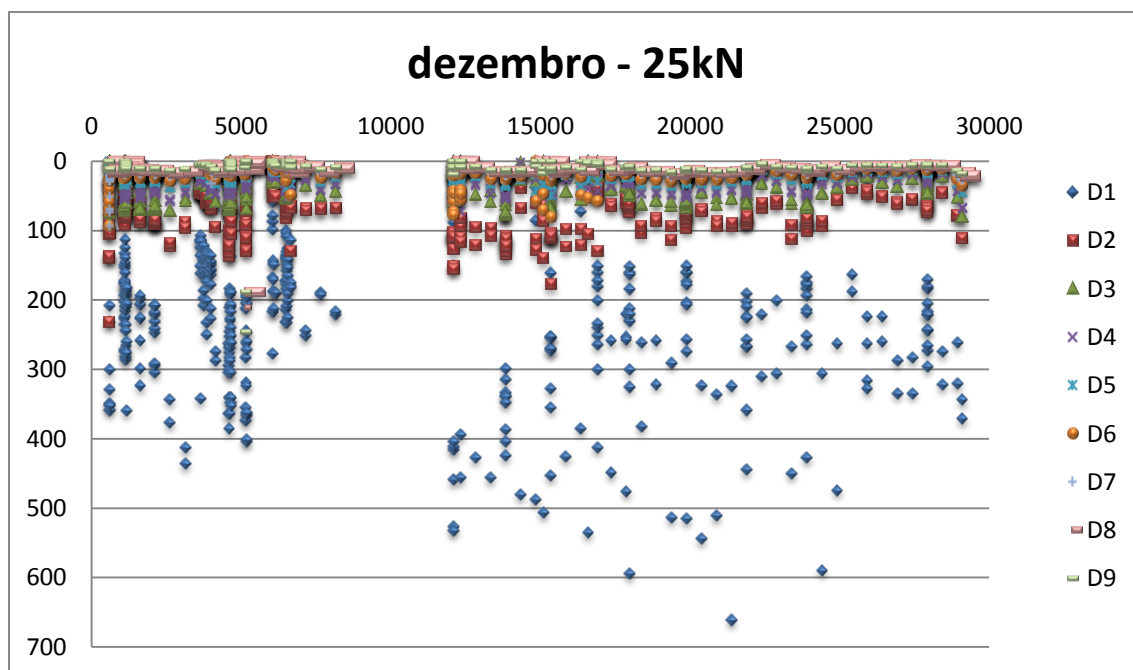


Figura B1.1 – Deflexões normalizadas em bruto, antes do pré tratamento e filtragem, referentes ao mês de dezembro.

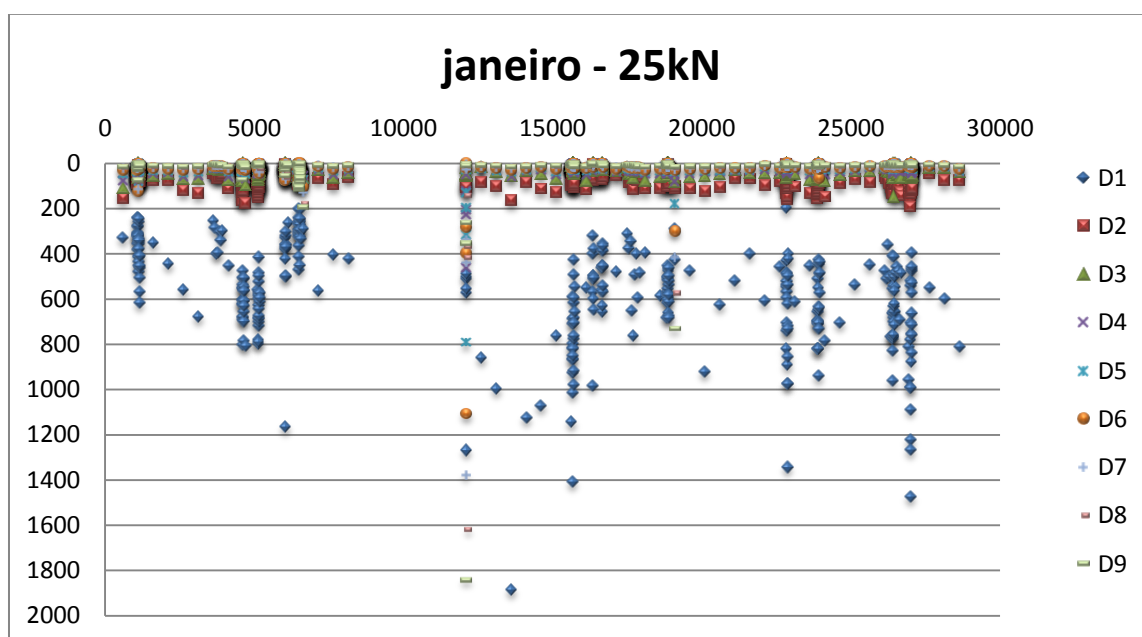


Figura B1.2 – Deflexões normalizadas em bruto, antes do pré tratamento e filtragem, referentes ao mês de janeiro.

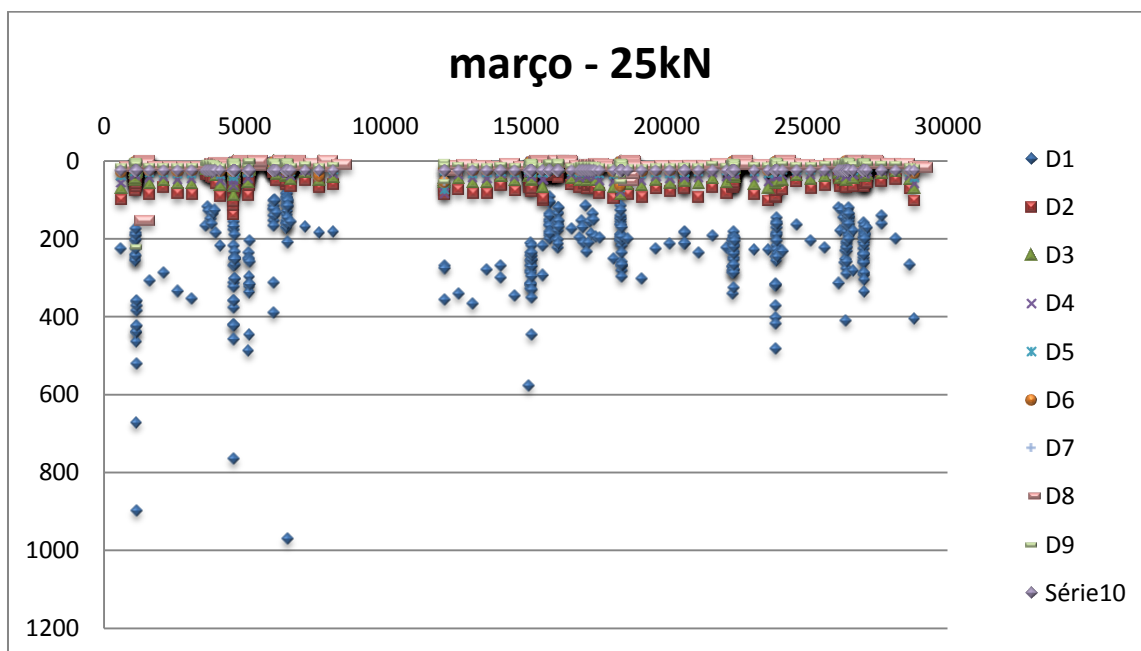


Figura B1.3 – Deflexões normalizadas em bruto, antes do pré tratamento e filtragem, referentes ao mês de março.

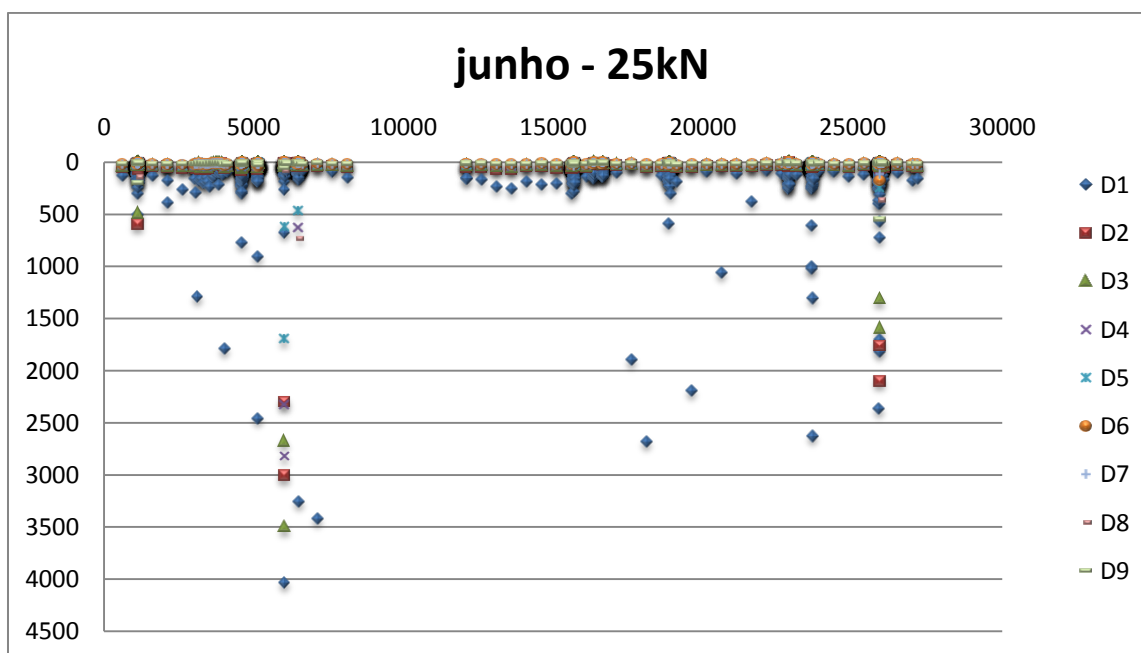


Figura B1.4 – Deflexões normalizadas em bruto, antes do pré tratamento e filtragem, referentes ao mês de junho.

Anexo III – Módulos de retro análise

C1.

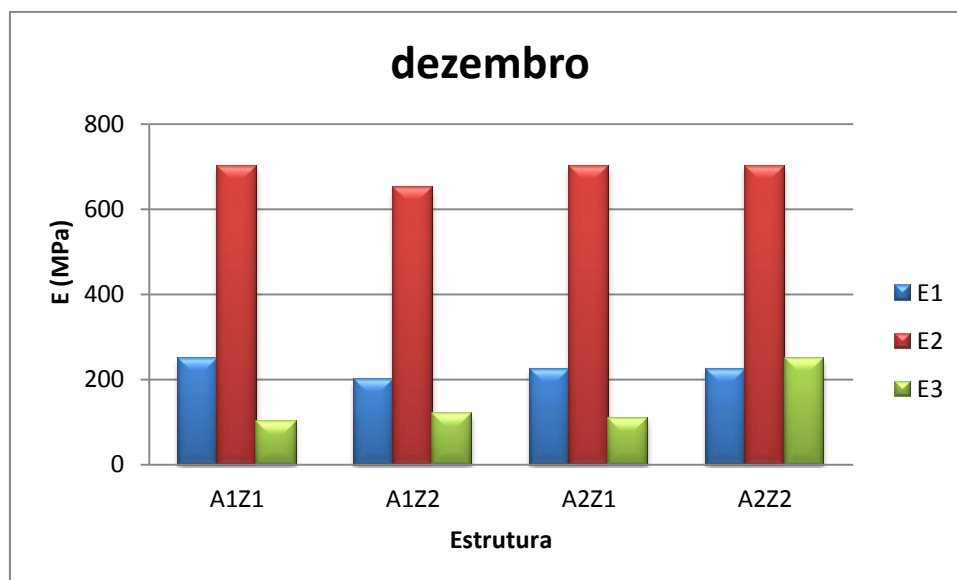


Figura C1.1 – Módulos de elasticidade obtidos por retro análise no mês de dezembro.

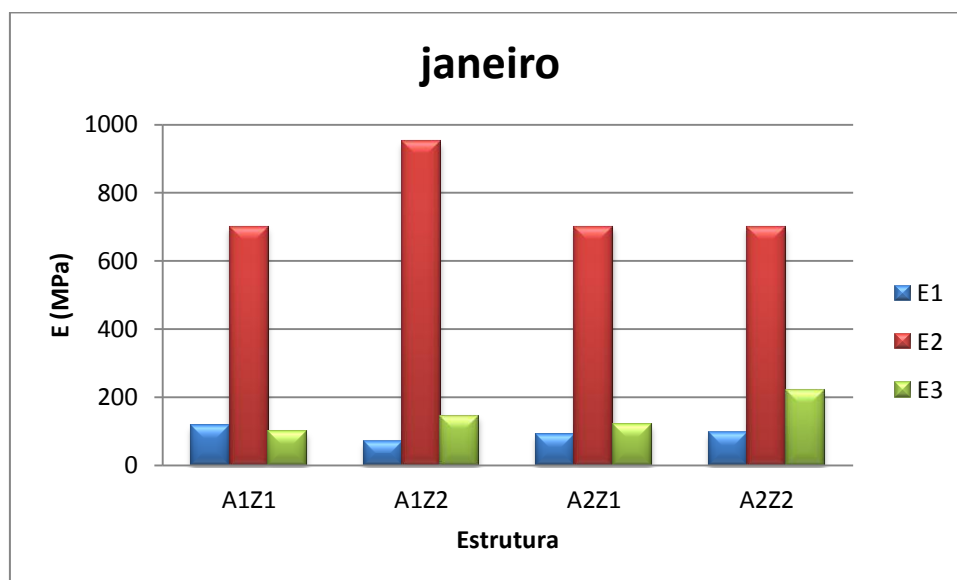


Figura C1.2 – Módulos de elasticidade obtidos por retro análise no mês de janeiro.

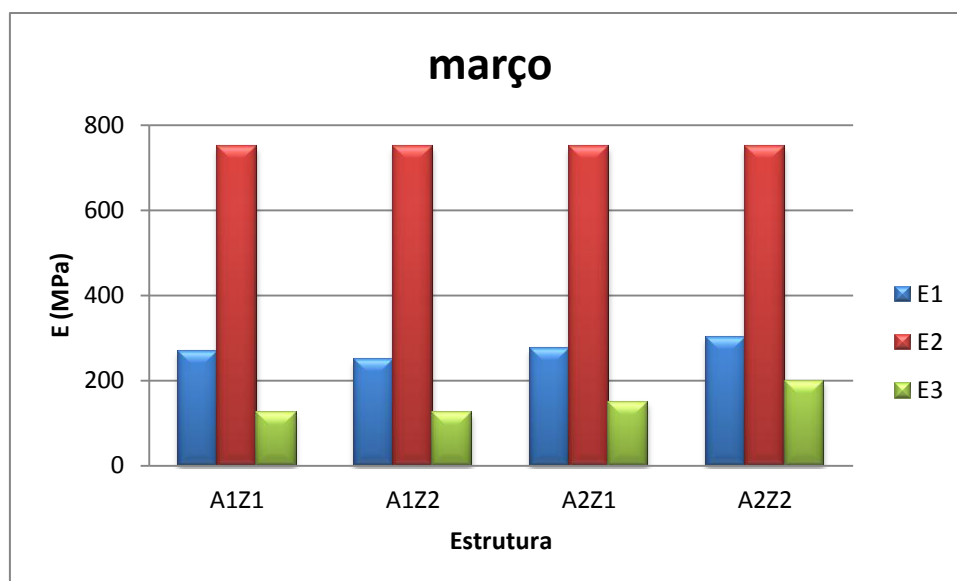


Figura C1.3 – Módulos de elasticidade obtidos por retro análise no mês de março.

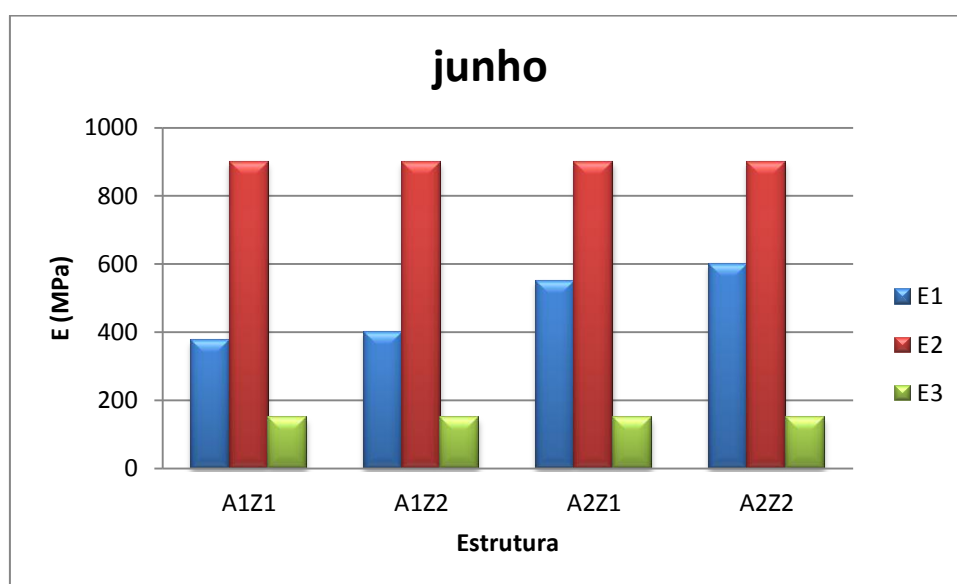


Figura C1.4 – Módulos de elasticidade obtidos por retro análise no mês de junho.

C2.

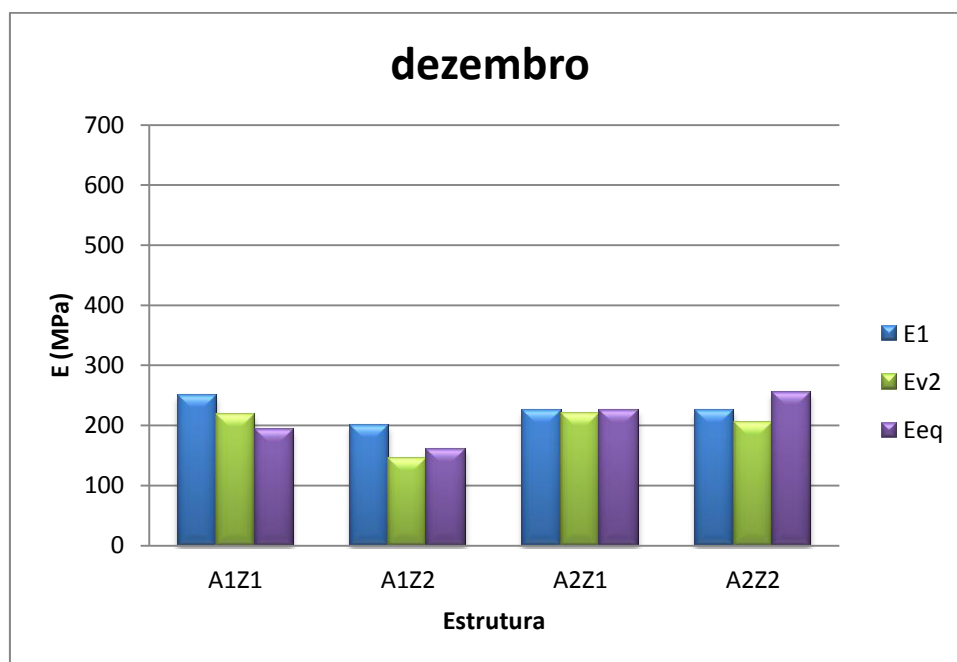


Figura C2.1 – Módulos obtidos por retro análise para uma carga de 25 kN no mês dezembro.

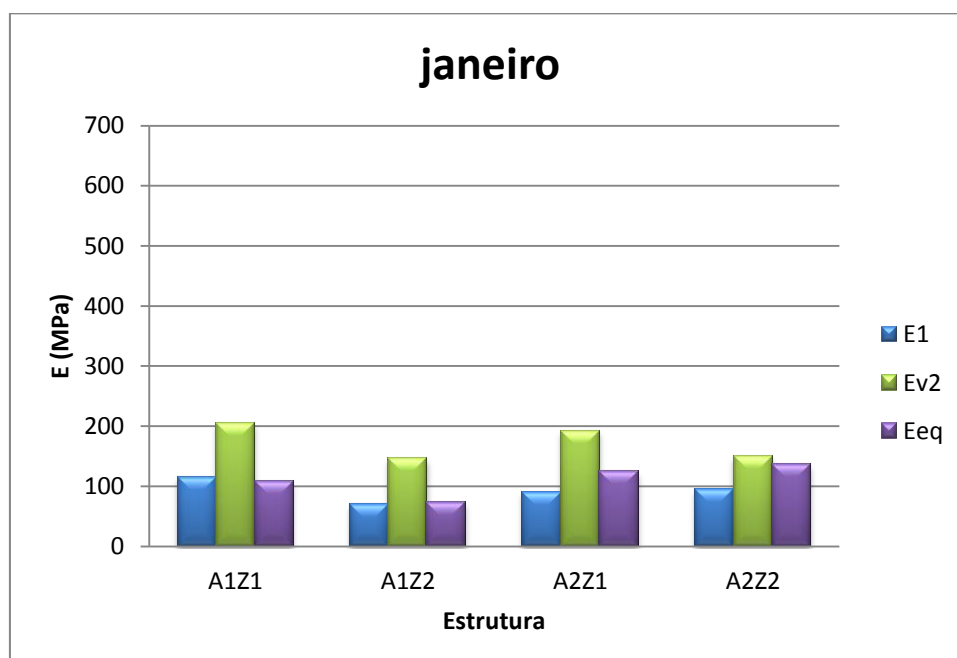


Figura C2.2 – Módulos obtidos por retro análise para uma carga de 25 kN no mês janeiro.

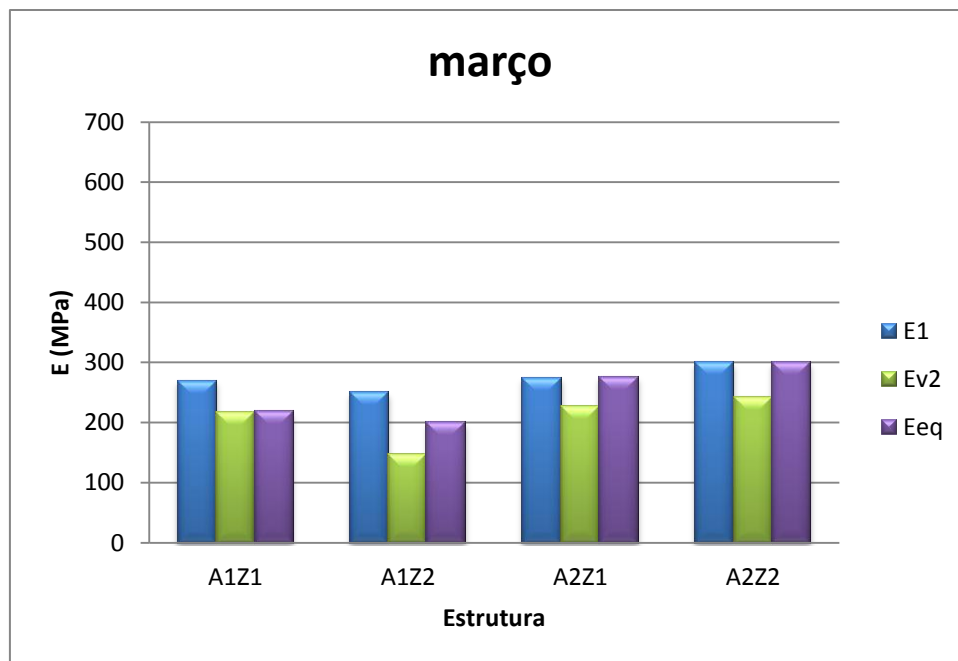


Figura C2.3 – Módulos obtidos por retro análise para uma carga de 25 kN no mês março.

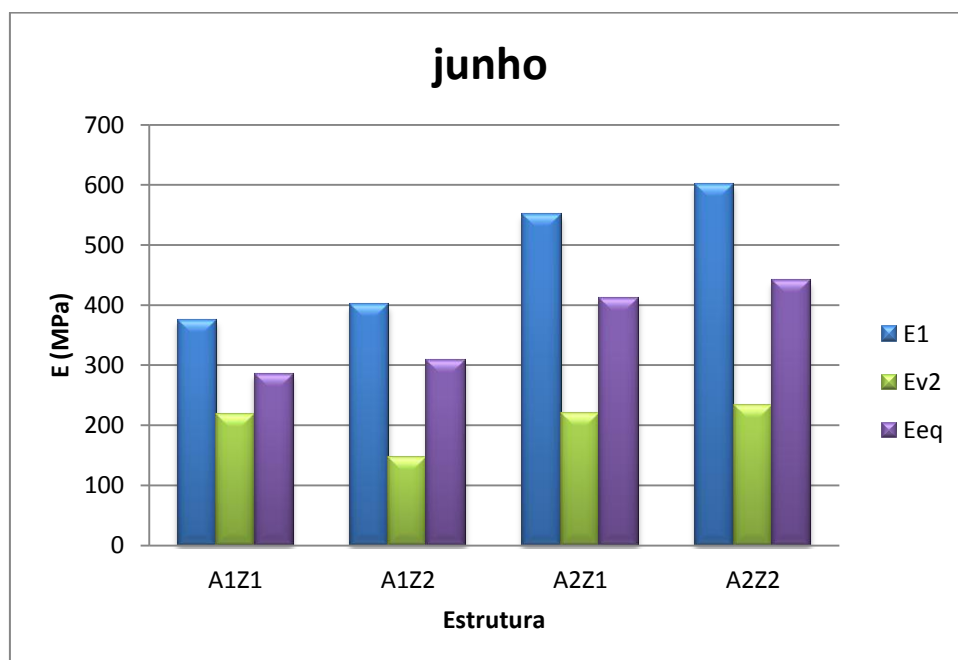


Figura C2.4 – Módulos obtidos por retro análise para uma carga de 25 kN no mês junho.